



Ricardo José Luís Simão

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Avaliação do desempenho sísmico de edifício antigo em Lisboa

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil-Perfil de Estruturas

Orientador: Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira
Professor Auxiliar da FCT-UNL

Co-orientadora: Doutora Ildi Cismasiu,
Professora Auxiliar da FCT-UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Corneliu Cismasiu

Arguente: Professor Doutor Carlos M. Chastre Rodrigues

Vogal: Professor Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira

Junho, 2017



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Avaliação do desempenho sísmico de edifício antigo em Lisboa

Copyright © Ricardo José Luís Simão, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Quero agradecer ao meu Pai por me ter proporcionado a oportunidade de frequentar uma formação no ensino superior, pois sem o apoio dele não seria possível a conclusão do meu curso.

A minha mãe por toda a força que me deu para frequentar o ensino superior enquanto foi viva, pois foi ela que nunca deixou de acreditar em mim.

A realização desta dissertação não teria sido possível sem a orientação do meu orientador Prof. Doutor José Nuno Varandas da Silva Ferreira, devido a todo o conhecimento transmitido, apoio em decisões e pela sempre boa disposição sempre que tinha alguma dúvida sobre a tese. Também devo agradecer à minha co-orientadora Prof. Doutora Ildi Cismasiu por todo o conhecimento transmitido, apoio em decisões e por todo o seu empenho demonstrado, estando sempre disponível para o esclarecimento de dúvidas.

Um agradecimento à equipa de suporte do SAP2000 (Computers&Structures Inc. Portugal), em particular ao Eng. Francisco Tolentino, pelo apoio no desenvolvimento do modelo numérico.

Ao Eng. Davide Seni, por disponibilizar uma versão comercial do programa de cálculo 3Muri.

À Prof. Doutora Rita Bento, pelo convite às instalações do Instituto Superior Técnico para auxiliar na modelação das paredes de frontal no 3Muri e ao Eng Hugo Renda.

Por ultimo mas não menos importante, quero agradecer à minha namorada Jéssica Lopes por toda a força e apoio que me deu durante a elaboração da tese. A toda a minha família, tios e primos por toda a força que me deram e pela sua sempre boa disposição.

Resumo

Em Lisboa, muito do edificado é constituído por edifícios antigos de alvenaria, apresentando sinais de degradação, e/ou foi alvo de intervenções que alteraram as suas características resistentes originais. Estes edifícios estão potencialmente vulneráveis a uma ação sísmica de grande magnitude, que sabemos pode ocorrer em Portugal a qualquer momento. Como abordado nesta dissertação, a vulnerabilidade sísmica destes edifícios dependerá de diversas características dos mesmos, como a geometria, a época da sua construção, as técnicas utilizadas, as propriedades dos seus componentes e a variabilidade esperada dos mesmos.

Neste sentido, o desenvolvimento de ferramentas de análise da vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos que considerem as suas características próprias, mas que sejam suficientemente práticas de implementar e usar, constitui-se como um imperativo técnico da Engenharia Civil atual, com vista à identificação célere dos casos que requerem reforço estrutural urgente. Esta dissertação enquadra-se nessa ação, fazendo a apresentação de alguns dos métodos mais conhecidos de análise sísmica de edifícios, e aplicando esses métodos a um caso de estudo selecionado para o efeito.

A vulnerabilidade sísmica de um edifício antigo pós-pombalino situado em Lisboa foi assim avaliada nesta dissertação, considerando mecanismos no plano das paredes estruturais. Com grau crescente de complexidade, efetuou-se primeiro uma caracterização dinâmica do edifício através dos resultados de medições de vibrações ambientais, fizeram-se análises estáticas não-lineares e correspondente cálculo das curvas de capacidade, e no final análises dinâmicas incrementais não-lineares e as correspondentes curvas de fragilidade de uma parede do edifício analisado.

Para as análises estáticas não-lineares utilizaram-se os programas de cálculo SAP2000 e 3Muri. Pretendeu-se com esta escolha comparar e verificar os resultados obtidos com um programa comercial amplamente utilizado pelos engenheiros civis em Portugal (SAP2000), com um programa de cálculo mais específico para a análise sísmica de edifícios antigos, que foi desenvolvido em Itália (3Muri). Pretende-se desta forma também mostrar se um programa de cálculo mais generalista como o SAP2000 pode ser usado, e como, em análises não-lineares de edifícios antigos, tanto estáticas como dinâmicas. Para tal, incluem-se ainda nesta dissertação Anexos que mostram os principais passos necessários para a modelação efetuada.

Palavras-chave:

Avaliação da Vulnerabilidade Sísmica, Alvenaria de Pedra Ordinária; Identificação Modal; Macro Modelação; Análise Estática Não Linear, Analise Dinâmica Não Linear

Abstract

In Lisbon, much of the construction are old masonry buildings, showing signs of degradation, and / or with interventions that have altered its original resistant characteristics. These buildings are potentially vulnerable to large earthquakes, which we know can occur in Portugal at any time. As discussed in this dissertation, the seismic vulnerability of these buildings will depend on several characteristics such as the geometry, the year of construction, the techniques used, the properties of its components and their expected variability

In this sense, the development of tools for analyzing the seismic vulnerability of old buildings that consider their own characteristics, but which are sufficiently easy to implement and use is a demand to the actual technical community of Civil Engineering, in order to the accelerate the identification of cases that require urgent structural reinforcement. This dissertation is part of this action, presenting some of the most well-known methods of seismic analysis of buildings, and applying these methods to a case study selected for this purpose.

The seismic vulnerability of an old Pombalino building located in Lisbon was evaluated in this dissertation, considering mechanisms in the plane of the structural walls. With an increasing degree of complexity, a dynamic characterization of the building was carried out from the results of environmental vibration measurements, static non-linear analyzes and corresponding calculation of capacity curves were performed, and in the end nonlinear dynamic incremental analyzes for the calculation of the corresponding fragility curves of structural wall of the building.

For the nonlinear static analyzes, the SAP2000 and 3Muri calculation programs were used. It was intended to compare and verify the results obtained with a commercial program widely used by civil engineers in Portugal (SAP2000), with a more specific calculation program for the seismic analysis of old masonry buildings, which was developed in Italy (3Muri) . It is also intended to show if a more general calculation program such as SAP2000 can be used, and how, in non-linear analyzes of old buildings, both static and dynamic. For this, it is included in these dissertation attachments that show the main steps which were necessary for the performed modeling.

Keywords:

Seismic Security Assessment; Rubble Stone Masonry; Modal Identification; Macro-element: Static Nonlinear Analysis ; Dynamic Nonlinear Analysis, ,

Indicie de Matérias

Agradecimentos.....	iii
Resumo.....	v
Abstract.....	vii
Índice de Figuras.....	xii
Índice de Tabelas	xviii
1 Introdução.....	1
1.1 Considerações Gerais	1
1.2 Objetivos e Metodologia	2
1.3 Organização do trabalho	3
2 Descrição Estrutural Genérica de Edifícios Antigos.....	5
2.1 Introdução	5
2.2 Paredes de Alvenaria.....	7
2.2.1 Propriedades mecânicas da alvenaria	8
2.2.2 Comportamento sísmico de paredes de alvenaria.	14
2.2.3 Mecanismos de colapso no plano.	16
2.3 Gaiola Pombalina	25
2.3.1 Ensaaios experimentais paredes de frontal	26
2.3.2 Influência das paredes de frontal no comportamento de edifícios Pombalinos	30
3 Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios	33
3.1 Análise da resposta não linear	34
3.1.1 Análise estática não linear	34
3.1.2 Análise dinâmica não linear incremental.	37
3.1.3 Curvas de fragilidade	38
4 Modelação de Paredes de Alvenaria.....	41
4.1 Macro modelação	42

4.2	Método SAM.....	44
4.3	Método TREMURI	52
5	Caso de Estudo e Identificação Modal.....	55
5.1	Caraterização do edifício	55
5.2	Identificação modal.....	57
5.3	Modelação em SAP 2000	61
5.3.1	Modelação dos elementos estruturais.....	61
5.3.2	Atribuição da massa aos elementos estruturais.....	63
5.3.3	Modelo numérico SAP2000	64
5.3.4	Calibração do modelo numérico.....	66
6	Análise Estática Não Linear	69
6.1	Caracterização da alvenaria e da ação sísmica	69
6.2	Aplicação do método SAM.....	70
6.2.1	Análise estática não linear	73
6.2.2	Avaliação do desempenho sísmico	77
6.3	Aplicação do método 3Muri.....	79
6.3.1	Modelação das paredes de frontal.	81
6.3.2	Curvas de capacidade.	82
6.4	Discussão de resultados.....	87
7	Análise Dinâmica Não Linear	89
7.1	Modelação numérica.....	89
7.2	Análise dinâmica não linear incremental.....	94
7.3	Curva de fragilidade.	98
8	Conclusões e desenvolvimentos futuros.....	103
8.1	Conclusões.....	103
8.2	Desenvolvimentos futuros.....	105
	Bibliografia.....	107
	Anexo A Validação Modelo.....	115
	Anexo A1	115

Anexo A2	121
<i>Anexo B Caso de Estudo: Plantas de Arquitetura e Elementos do Ensaio de Vibração Ambiental.....</i>	127
<i>Anexo C Análise Estática Não Linear</i>	131
<i>Anexo D Modelação SAP2000 Analise Dinâmica Não Linear.....</i>	135
Anexo D.1. Modelação Link-Introdução.....	135
Anexo D.2. Definição dos casos de análise.....	137
Anexo D.3. Análise de resultados.....	139

Índice de Figuras

<i>Figura 1-1 Sismo de Amatrice: a) antes do sismo; b) danos do sismo.</i>	<i>1</i>
<i>Figura 2-1 Caraterísticas de um edifício pombalino: a) regularidade, simplicidade e simetria [12]; b) estrutura interna sismo-resistente designada como gaiola pombalina [2].</i>	<i>6</i>
<i>Figura 2-2 Edifício antigos: a) tipo Gaioleiro [8]; b) tipo Placa [9].</i>	<i>7</i>
<i>Figura 2-3 Exemplos de construções em alvenaria de pedra ordinária.</i>	<i>8</i>
<i>Figura 2-4 Ensaio de compressão axial do murete M43: a) M43 antes do início do ensaio; b) formação de uma fenda diagonal; c) colapso do murete, [14].</i>	<i>9</i>
<i>Figura 2-5 Ensaio Compressão-Corte; A- Carga de compressão; B - Lintel de betão; C - Carga de corte; D - Suporte Rígido para restrição de movimentos.....</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2-6 Regressão linear utilizando a lei Mohr-Coulomb; Adaptado, [18]</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2-7 Ensaio de Compressão Diagonal; A - Macaco Hidráulico; B – Célula de Carregamento; C – Apoio; D – Amostra, [18].....</i>	<i>11</i>
<i>Figura 2-8 Resposta sísmica de um edifício de alvenaria, com resposta simultânea para fora do plano e no plano; Adaptado [30].....</i>	<i>14</i>
<i>Figura 2-9 Mecanismo para fora do plano a) Sismo dos Acores em 1998; b) Sismo de L`Aquila, Itália em 2009</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2-10 Reforço das ligações entre paredes ortogonais com recurso a tirantes [31]</i>	<i>15</i>
<i>Figura 2-11 Ilustração de lintéis e nembos num edifício</i>	<i>16</i>
<i>Figura 2-12 Mecanismos de colapso no plano dos nembos: a) flexão composta; b) corte diagonal; c) Deslizamento ao corte; Adaptado [35].....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2-13 Situações reais de rutura de nembos: a) rutura por flexão; b) rutura por fendilhação diagonal [29].....</i>	<i>18</i>
<i>Figura 2-14 Detalhes do ensaio cíclico: a) esquema do ensaio cíclico; b) controlo do deslocamento ao longo do tempo; Adaptado [36].....</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2-15 Modos de rutura dos modelos experimentais: a) WR2.100 ; b) WR1.175; c) WR2.250. [36].....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2-16 Curvas de histerese para os modelos experimentais: (a) WR1.100; (b) WR2.100; [36].....</i>	<i>20</i>
<i>Figura 2-17 Curvas de histerese para os modelos experimentais: (a) WR1.175; (b) WR2.175 [36]</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2-18 Curvas de histerese para os modelos experimentais: (a) WR1.250; (b) WR2.250;[36]</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2-19 Curva de capacidade experimental e a sua respetiva bilinearização [36].....</i>	<i>21</i>
<i>Figura 2-20 Rutura dos muretes: a) murete S1; b) murete S3, [15]</i>	<i>23</i>
<i>Figura 2-21 Situações reais de rutura de lintéis: a) fendilhação diagonal; b) flexão [39].....</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2-22 Resultados do ensaio exprimental: a) padrão de fendas final; b) curva de histerese [41]</i>	<i>24</i>
<i>Figura 2-23 Constituição das paredes frontal: a) elementos estruturais; b) alvenaria de preenchimento; Adaptado [43] [12]</i>	<i>25</i>
<i>Figura 2-24 Piso característico de um edifício pombalino; a) desenho esquemático; b) situação real, com paredes de frontal e de tabique,[44] [42]</i>	<i>25</i>

<i>Figura 2-25 Rigidez do modelo numérico: a) destacamento da alvenaria; b) folgas na ligação [2]</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2-26 Características ensaio experimental: a) esquema do ensaio; b) carregamento cíclico [43]</i>	<i>26</i>
<i>Figura 2-27 Parede de Frontal Ensaída por Meireles [43]</i>	<i>27</i>
<i>Figura 2-28 Análise de resultados da parede SC1: a) curva de histerese; b) mecanismo de colapso [43]</i>	<i>27</i>
<i>Figura 2-29 Análise de resultados da parede SC2: a) curva de histerese; b) mecanismo de colapso [43]</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2-30 Análise de resultados da parede SC3: a) curva de histerese; b) mecanismo de colapso [43]</i>	<i>28</i>
<i>Figura 2-31 Curva experimental dos ensaios realizados [43]</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2-32 Modelos analíticos: comparação entre curvas de histerese experimentais e numéricas; b) configurações de paredes de frontal [43]</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2-33 Curvas de Capacidade, modelos numéricos [43]</i>	<i>29</i>
<i>Figura 2-34 Modelos numérico: a) modelo com pavimentos e paredes de frontal; b) modelo apenas com paredes exteriores modeladas [45]</i>	<i>30</i>
<i>Figura 2-35 Corte basal das paredes que constituem os modelos numérico [45]</i>	<i>30</i>
<i>Figura 2-36 Análise pushover do edifício pombalino: a) numeração das paredes; b) curvas de capacidade para as paredes constituintes do edifício [46]</i>	<i>31</i>
<i>Figura 2-37 Resultados da análise modal do edifício pombalino [47]</i>	<i>31</i>
<i>Figura 2-38 Ligação entre gaiola pombalina e a parede alvenaria exterior: a) desenho esquemático, A e B são ferrolhos de ligação à cantaria e parede de alvenaria; b) exemplo de um ferrolho de ligação à cantaria real [42] [12]</i>	<i>32</i>
<i>Figura 3-1 Exemplo de uma curva de capacidade definição.</i>	<i>34</i>
<i>Figura 3-2 Determinação da bilinearização da curva de capacidade do sistema de 1GDL [58]</i>	<i>36</i>
<i>Figura 3-3 Determinação do deslocamento objetivo do sistema de 1 GDL equivalente para: a) períodos baixos; b) períodos médios ou longos, [59]</i>	<i>36</i>
<i>Figura 3-4 Curvas IDA: a) relação entre PGA e deslocamento no topo; b) relação entre deslocamento no topo e força de corte basal; Adaptado [63].</i>	<i>38</i>
<i>Figura 3-5, apresenta-se um exemplo da bilinearização de uma curva de capacidade dinâmica e identificação dos respetivos estado limites de dano.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 3-6 Exemplo da determinação da vulnerabilidade sísmica através de curvas de fragilidade: a) curvas de fragilidade; b) probabilidade de dano para o PGA de 0,18g,</i>	<i>39</i>
<i>Figura 4-1 Opções de modelação: a) exemplo de uma parede de alvenaria; b) micro modelação detalhada; c) micro modelação; d) macro modelação; adaptado,[76].</i>	<i>41</i>
<i>Figura 4-2 Murete parede de alvenaria de pedra ordinária: a) modelo Real; b) modelo numérico [77].</i>	<i>42</i>
<i>Figura 4-3 Princípio de cálculo do método POR para o piso genérico [82]</i>	<i>43</i>
<i>Figura 4-4 Definição de portico equivalente: a) fachada de alvenaria; b) métodos 3Muri e SAM; c) método POR; d) sem contribuição dos lintéis [7]</i>	<i>43</i>
<i>Figura 4-5 Macro- elementos utilizados em diversos programas de cálculo automático: a) 3Muri; b) SAMII; c) SAP2000, Adptado [81]</i>	<i>44</i>

<i>Figura 4-6 Idealização em pórtico equivalente numa parede de alvenaria método SAM; Adaptado [86].....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 4-7 Modelo proposto por Dolce para definição da altura efetiva dos nimbos [82]</i>	<i>45</i>
<i>Figura 4-8 Definição das zonas deformáveis dos lintéis: a) caso de pisos consecutivos alinhados; b) caso de dois pisos consecutivos desalinhados, adaptado [86].....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4-9 Esquema de forças no nímbo devidos a flexão composta no seu plano [34]</i>	<i>46</i>
<i>Figura 4-10 Esquema de forças devido ao mecanismo de colapso de deslizamento por corte [34]</i>	<i>48</i>
<i>Figura 4-11 Mecanismo de funcionamento dos lintéis [86]</i>	<i>49</i>
<i>Figura 4-12 Modelo de cálculo para o esforço transversal resistente dos lintéis [88].....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 4-13 Comportamento elástico plástico de flexão e de corte assumido para zona deformável do nímbo; Adaptado [85].....</i>	<i>49</i>
<i>Figura 4-14 Deformada de uma parede fixa em ambas as extremidades: a) modelo de cálculo para rigidez,[30]; b) modelo de cálculo para determinação da rotação elástica, [86]</i>	<i>50</i>
<i>Figura 4-15 Comparação de modelação da do comportamento dos lintéis: a) parede de alvenaria modelada: b) comparação das curvas de capacidade para a análise MEF, método SAM com lintéis tendo comportamento ductil e frágil [6]</i>	<i>51</i>
<i>Figura 4-16 Modelação do comportamento dos lintéis: a) parede de alvenaria modelada: b) comparação das curvas de capacidade para a análise por MEF, método SAM com comportamento ductil [6]</i>	<i>52</i>
<i>Figura 4-17 Comportamento admitido para os lintéis: a) frágil; b) dúctil; Adaptado [85]</i>	<i>52</i>
<i>Figura 4-18 Identificação do pórtico equivalente: a) Identificação dos lintéis; b) Identificação dos nimbos; c) identificação dos nós rígidos; d)definição do pórtico equivalente final [7]</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4-19 Macro Elemento de Alvenaria [90]</i>	<i>53</i>
<i>Figura 4-20 Classificação dos graus de liberdade globais (3D) e locais 2D [7].....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 5-1 Mapa da localização do edifício em estudo.</i>	<i>55</i>
<i>Figura 5-2 Fachada principal do edifício em estudo.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 5-3 Edifício em estudo: a)Fachada posterior; b) Cobertura [91].....</i>	<i>56</i>
<i>Figura 5-4 Planta do Piso 1</i>	<i>56</i>
<i>Figura 5-5 Paredes interiores: a) paredes de frontal [2]; b) paredes de tabique [42]</i>	<i>57</i>
<i>Figura 5-6 Pavimentos: a) vigas de madeira; b) soalho [12]</i>	<i>57</i>
<i>Figura 5-7 Equipamentos de medição: a) Redbox MR2002-CE; b) Geofone MS2003 triaxial; c) Antena GPS [92].....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 5-8 Sinais ensaio de identificação modal a) não tratado; b) tratado.....</i>	<i>59</i>
<i>Figura 5-9 Espectros dos valores singulares da matriz de função de densidade espectral, utilizando o método EFDD Diagrama de Estabilização para o método SSI-UPC</i>	<i>60</i>
<i>Figura 5-10 1º modo de vibração pelo método EFFT: a) vista de topo; b) zona do edifício onde se realizaram as medições.....</i>	<i>60</i>
<i>Figura 5-11 2º modo de vibração pelo método EFFT: a) vista de topo; b) zona do edifício onde se realizaram as medições.....</i>	<i>61</i>
<i>Figura 5-12 Esquema de localização das paredes de frontal, assinaladas a vermelho.</i>	<i>62</i>

<i>Figura 5-13 Medidas adotadas para as paredes de frontal.</i>	62
<i>Figura 5-14 Caracterização dos alçados e cortes apresentados sobre o modelo numérico.</i>	64
<i>Figura 5-15 Vista 3D do edifício em estudo no SAP2000.</i>	64
<i>Figura 5-16 Vista 3D da estrutura de madeira do edifício em estudo em SAP2000</i>	65
<i>Figura 5-17 Fachada principal do edifício em estudo no SAP2000, corte A-A.</i>	65
<i>Figura 5-18 Edifício em estudo no SAP2000: a) corte 1-1; b) planta do piso 0.</i>	65
<i>Figura 5-19 Cortes do edifício em estudo no SAP2000: a) B-B; b) 2-2</i>	66
<i>Figura 5-20 1º modo de vibração obtido para o modelo numérico realizado no SAP2000</i>	67
<i>Figura 5-21 2º modo de vibração obtido para o modelo numérico realizado no SAP2000.</i>	67
<i>Figura 6-1 Medidas da Fachada Principal</i>	70
<i>Figura 6-2 Pórtico Equivalente da Fachada Principal.</i>	70
<i>Figura 6-3 Curva Momento--Rotação, Força-Deslocamento, para definição do comportamento das rótulas; Adaptado, [99].</i>	71
<i>Figura 6-4 Curvas momento de rotação ou força-deslocamento, a) comportamento das rótulas plásticas dos nembos; b) comportamento das rotulas plásticas dos lintéis,[85].</i>	72
<i>Figura 6-5 Macro elemento dos nembos: a) modelo estrutural idealizado; b) esforço travesso; c) momentos; d) posicionamento das rótulas; Adaptado [84]</i>	72
<i>Figura 6-6 Macro elemento dos lintéis: a) modelo estrutural idealizado; b) esforço travesso; c) posicionamento das rótulas; Adaptado [84]</i>	72
<i>Figura 6-7 Pórtico Equivalente com Rotulas Plásticas, SAP2000</i>	73
<i>Figura 6-8 Curva de Capacidade para análise S1, como modelação dúctil dos lintéis.</i>	74
<i>Figura 6-9 Curva de capacidade para análise S1, com modelação dos lintéis como frágeis.</i>	74
<i>Figura 6-10 Comparação das curvas de capacidade para análise S1, com modelação de lintéis dúcteis e com lintéis frágeis.</i>	75
<i>Figura 6-11 Mecanismo de colapso, com modelação dos lintéis com comportamento dúctil.</i>	75
<i>Figura 6-12 Mecanismo de colapso, com modelação dos lintéis com comportamento frágil.</i>	76
<i>Figura 6-13 Comparação das curvas de capacidade das análises S1 e S2.</i>	76
<i>Figura 6-14 Bilinearização da curva de capacidade de 1GDL.</i>	77
<i>Figura 6-15 Danos na fachada para um deslocamento no topo de 1,216 cm.</i>	78
<i>Figura 6-16 Bilinearização da curva de capacidade de 1GDL.</i>	78
<i>Figura 6-17 Alçados indicados na planta do edifício do caso de estudo para representar o modelo numérico desenvolvido no 3Muri.</i>	79
<i>Figura 6-18 Vista Geral Modelo 3Muri</i>	79
<i>Figura 6-19 Pórtico equivalente me 3Muri da fachada principal do edifício em estudo, alçado B-B.</i>	80
<i>Figura 6-20 Pórtico equivalente me 3Muri da fachada posterior do edifício em estudo, alçado A-A.</i>	80
<i>Figura 6-21 Pórtico equivalente me 3Muri das empenhas do edifício em estudo: a)alçado 1-1; b) alçado 2-2.</i>	80

<i>Figura 6-22 Vista geral do modelo em 3Muri sem paredes de frontal.</i>	81
<i>Figura 6-23 Modelo "Caixa" 3Muri.</i>	81
<i>Figura 6-24 a comparação entre o macro elemento de alvenaria 2x2 que simula o comportamento de uma parede de frontal, com um macro elemento desenvolvido por Meireles.</i>	82
<i>Figura 6-25 Curvas de capacidade para diferentes configurações das paredes de frontal.</i>	82
<i>Figura 6-26 curvas de capacidade obtidas para as distribuições uniformes e modais, fazendo variar a direção e sentido do carregamento.</i>	83
<i>Figura 6-27 Curvas de capacidade da fachada principal, fachada posterior, frontal B-B esq, frontal B-B dir, frontal C-C.</i>	83
<i>Figura 6-28 Esquema de cores para caracterizar danos no 3Muri.</i>	84
<i>Figura 6-29 Danos na fachada principal.</i>	84
<i>Figura 6-30 Danos na fachada posterior.</i>	85
<i>Figura 6-31 Danos nas empenas: a) empena 1-1; b) empena 2-2.</i>	85
<i>Figura 6-32 Comparação das curvas de capacidade de edifício de estudo com e sem modelação das paredes de frontal.</i>	86
<i>Figura 6-33 Contribuição das fachadas para a força de corte basal.</i>	86
<i>Figura 6-34 Curva de capacidade bilinear do edifício em estudo para um sistema de 1GDL.</i>	87
<i>Figura 6-35 Comparação das curvas de capacidade resistente.</i>	88
<i>Figura 7-1 Elemento Link, Adaptado [99].</i>	90
<i>Figura 7-2 Deformações internas nos elementos de ligação: a) deformação axial; b) deformação por corte; c) deformação por flexão; Adaptado [103]</i>	91
<i>Figura 7-3 Curva de histerese de Pivot, [103].</i>	91
<i>Figura 7-4 Relação força/momento-deslocamento/rotação, que definem os elementos de ligação.</i>	92
<i>Figura 7-5 Curvas de histerese corte: a) obtida por Vasconcelos; b) obtida no SAP 2000</i>	92
<i>Figura 7-6 Curvas de histerese flexão: a) obtida por Vasconcelos; b) obtida no SAP 2000</i>	92
<i>Figura 7-7 Curvas de histerese edifício: a) obtida por Magenes; b) obtida no SAP 2000.</i>	93
<i>Figura 7-8 Pórtico equivalente com modelação dos elementos de ligação.</i>	93
<i>Figura 7-9 Análise do número de amostras: a) módulo de elasticidade; b) resistência ao corte; c) resistência à compressão; d) erro do desvio padrão.</i>	95
<i>Figura 7-10 Distribuição das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra: a) módulo de elasticidade; b) resistência à compressão; c) resistência ao corte diagonal; d) resistência ao corte por deslizamento.</i>	95
<i>Figura 7-11 Exemplo de aceleroograma tipo 1: a) sismo gerado; b) intensidade sísmica definida em PGA.</i>	96
<i>Figura 7-12 Espectros de respostas: a) sismo tipo 1; b) sismo tipo 2.</i>	96
<i>Figura 7-13 Curvas de capacidades dinâmicas.</i>	97
<i>Figura 7-14 Curva de Capacidade dinâmica média.</i>	97
<i>Figura 7-15 Influência das incertezas: a) deslocamento máximo; b) correspondente força de corte basal.</i>	98
<i>Figura 7-16 Influência do módulo de elasticidade nas análises dinâmicas não lineares.</i>	98
<i>Figura 7-17 Estados limites de dano para as diferentes amostras.</i>	99

<i>Figura 7-18 Curva de fragilidade.....</i>	<i>100</i>
<i>Figura 7-19 Probabilidade de ocorrência de dano para uma intensidade sísmica de 0,18G</i>	<i>101</i>

Índice de Tabelas

<i>Tabela 2-1 Tipos de paredes de alvenaria de pedra,[13].</i>	8
<i>Tabela 2-2 Resultados dos ensaios de compressão axial</i>	9
<i>Tabela 2-3 Resultados obtidos do ensaio de compressão diagonal [18].</i>	12
<i>Tabela 2-4 Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria, [27].</i>	13
<i>Tabela 2-5 Parâmetros de corte para fendilhação diagonal.</i>	13
<i>Tabela 2-6 Parâmetros de corte por deslizamento.</i>	14
<i>Tabela 2-7 Modos de rutura para os vários modelos experimentais [36].</i>	19
<i>Tabela 2-8 Parâmetros das curvas de capacidade experimental e das suas respectivas bilinearizações [37].</i>	22
<i>Tabela 2-9 Característica das curvas de histerese [15].</i>	22
<i>Tabela 5-1 Frequências experimentais</i>	60
<i>Tabela 5-2 Dimensões dos Elementos Internos das Paredes de Frontal.</i>	62
<i>Tabela 5-3 Massas consideradas ao nível dos pisos</i>	63
<i>Tabela 5-4 Massa aplicada nas fachadas e nas paredes de frontal.</i>	63
<i>Tabela 5-5 Massas consideradas para a cobertura,[44]</i>	63
<i>Tabela 5-6 Massa aplicada devido à ação da cobertura.</i>	64
<i>Tabela 5-7 Valores de referência do módulo de elasticidade e peso volúmico de alvenaria de pedra ordinária de Lisboa.</i>	66
<i>Tabela 5-8 Calibração do modelo numérico em SAP2000.</i>	66
<i>Tabela 6-1 Paramentos Alvenaria de Pedra Ordinária.</i>	69
<i>Tabela 6-2 Deslocamentos objetivos.</i>	77
<i>Tabela 6-3 Deslocamentos objetivos.</i>	78
<i>Tabela 6-4 Deslocamentos objetivos.</i>	87
<i>Tabela 7-1 Propriedades dos elementos de ligação.</i>	92
<i>Tabela 7-2 Limites das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra.</i>	94
<i>Tabela 7-3 Parâmetros da função de distribuição normal.</i>	94
<i>Tabela 7-4 Estados limites de dano médio</i>	99
<i>Tabela 7-5 Probabilidade de ocorrência de cada estado limite de dano.</i>	99
<i>Tabela 7-6 Média e desvio padrão para cada estado de limite de dano.</i>	100

1 Introdução

1.1 Considerações Gerais

Os edifícios antigos de alvenaria de pedra em Lisboa podem ser divididos em três grupos (excluindo os edifícios anteriores de 1755): Edifícios Pombalinos; Edifícios Gaioleiros; e Edifícios de Placa. Até aos anos 30 do século XX este tipo de edifícios é caracterizado fundamentalmente pela sua estrutura resistente ser constituída por alvenaria de pedra e por uma estrutura interna de madeira (Edifícios Pombalinos e Edifícios Gaioleiros), entre os anos 30 e 60 do século XX foram sendo introduzidos elementos de betão armado nos edifícios de alvenaria de pedra, passando a sua estrutura resistente ser um misto entre a alvenaria de pedra e elementos de betão armado (Edifícios Placa)[1]. Os edifícios de alvenaria de pedra têm como principal problema a sua fraca resistência face às ações horizontais, nomeadamente à ação sísmica. Os Edifícios Pombalinos possuem uma estrutura de madeira sísmo-resistente que melhora significativamente o seu desempenho sísmico [2]. Os danos ocorridos em edifícios do género durante o sismo de Aquila, Itália em 2009 e mais recentemente o sismo de Amatrice em 2016, apresentados na Figura 1-1, demonstram a fraca resistência sísmica de edifícios de alvenaria de pedra ordinária [3].



Figura 1-1 Sismo de Amatrice: a) antes do sismo; b) danos do sismo.

O problema da fraca resistência sísmica deste tipo de edifícios adquire uma maior magnitude na Cidade de Lisboa devido essencialmente a dois fatores: I) atualmente cerca de 35% do edificado corresponde a Edifícios Pombalinos e Gaioleiros e 22% a Edifícios de Placa; II) Lisboa está situada numa zona de risco sísmico [1].

Em relação ao facto da Grande Lisboa estar localizada numa zona de risco sísmico, este pode ser comprovado pelo historial de sismos ocorridos no passado, destacando-se os mais relevantes: o sismo de 24 de Agosto de 1356, com uma intensidade semelhante ao sismo de 1755; o sismo de 1

de Novembro de 1755, sendo este considerado o sismo mais destruidor que atingiu o território nacional e ainda considerado um dos sismos mais energéticos de todo o planeta, como uma magnitude estimada em 8.75 na escala de Richter; o sismo de 23 de Abril de 1909, destruindo a vila de Benavente, aldeias próximas e parte da zona ocidental de Lisboa; o sismo de 11 de Novembro de 1858, provocando um elevado grau de destruição na zona de Setúbal; o sismo de 28 de Fevereiro de 1969, sendo registados poucos danos estruturais, mas que serviu como alerta da possibilidade de ocorrência de um novo sismo na zona de Lisboa [4].

Os edifícios de alvenaria de pedra foram construídos até aos anos 60 do século XX, sendo por isso de esperar que uma boa parte destes edifícios apresente algum grau de deterioração que pode ser bastante elevado nalguns casos. Torna-se então necessário a reabilitação de alguns desses edifícios e avaliar a necessidade de reforço sísmico [5].

A presente dissertação pretende contribuir para o estudo da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria de pedra em Lisboa. Genericamente, testam-se e aplicam-se diversos métodos conhecidos de representação e simulação numérica da resposta sísmica de edifícios de alvenaria. Estes métodos dividem-se neste trabalho em análises estáticas não lineares e em análises dinâmicas não lineares da estrutura. Determinam-se curvas de capacidade e curvas de fragilidade através da qual é possível determinar a vulnerabilidade sísmica e assim avaliar a eventual necessidade de reforço sísmico de um edifício de alvenaria de pedra.

1.2 Objetivos e Metodologia

Esta dissertação centra-se no estudo da vulnerabilidade sísmica do edifício situado na freguesia de Santa Maria de Belém, Lisboa. O edifício é considerado um Pombalino tardio, constituído por paredes de alvenaria na sua fachada e empena, as suas paredes interiores são constituídas por paredes de frontal e paredes de tabique.

O primeiro objetivo é a identificação modal experimental da estrutura. Posteriormente elabora-se um modelo representativo do edifício em estudo, que é calibrado com base nos resultados experimentais.

Analisa-se a fachada do edifício utilizando-se o método SAM proposto por Magenes [6] e o método TREMURI proposto por Lagomarsino [7]. Este tipo de abordagem é mais atrativa quando comparando com outros métodos que utilizam elementos finitos para modelar a alvenaria de pedra ordinária [8].

O método SAM irá ser aplicado com recurso ao programa de cálculo automático SAP2000, para a realização de análises estáticas não lineares e análises dinâmicas não lineares da fachada principal, com o objetivo da determinação da respetiva curva de capacidade com avaliação do desempenho sísmico e construção das respetivas curvas de fragilidade.

O método TREMURI será aplicado usando o programa de cálculo automático 3Muri. Com a utilização do 3Muri irá se proceder a modelação 3D do edifício seguindo-se uma análise estática não linear para determinação da respetiva curva de capacidade e avaliação do desempenho sísmico.

1.3 Organização do trabalho

A presente dissertação tem 8 capítulos sendo os mesmos descritos de seguida:

No Primeiro capítulo apresenta-se a introdução, a organização geral do trabalho bem com os objetivos do mesmo.

No Segundo capítulo realiza-se uma descrição estrutural genérica dos edifícios de alvenaria de pedra, identificando os tipos de edifícios antigos existentes, as suas propriedades mecânicas, comportamento sísmico e respetivos mecanismos de colapso.

No Terceiro capítulo aborda-se métodos de análise de vulnerabilidade sísmica de edifícios, através de análises estáticas não lineares e de análises dinâmicas não lineares. Em relação às análises estáticas não lineares, refere-se os procedimentos para obtenção da curva de capacidade e a avaliação do desempenho sísmico através do método N2 proposto no EC8. No caso das análises dinâmicas não lineares, refere-se os procedimentos para a obtenção das curvas de fragilidade e a sua respetiva interpretação.

No Quarto capítulo aborda-se os métodos de modelação numérica de paredes de alvenaria de pedra ordinária, descrevendo-se os métodos escolhidos para a modelação, os métodos SAM e TREMURI.

No Quinto capítulo apresenta-se o caso de estudo, a sua identificação modal e a calibração de um modelo tridimensional realizado em SAP2000, com base nos resultados obtidos da identificação modal é estimado o módulo de elasticidade e peso volúmico da parede de alvenaria de pedra ordinária.

No sexto capítulo realiza-se uma análise estática não linear do pórtico equivalente que representa a fachada principal do edifício antigo em SAP2000. É realizada também uma modelação tridimensional do edifício antigo utilizando o programa de cálculo 3Muri, avalia-se em ambos os casos o desempenho sísmico do edifício em estudo através do método N2 proposto no EC8.

No sétimo capítulo realiza-se uma análise dinâmica não linear do pórtico equivalente representativo da fachada principal do edifício antigo em SAP2000 e com base nos resultados obtidos são construídas as suas respetivas curvas de fragilidade.

No oitavo capítulo apresenta-se as conclusões e os desenvolvimentos futuros.

2 Descrição Estrutural Genérica de Edifícios Antigos

Neste capítulo realiza-se uma descrição estrutural genérica de edifícios antigos: descrição do geral do edificado de edifícios de alvenaria de pedra situados em Lisboa; descrição das paredes de alvenaria de pedra e identificação do tipo de alvenaria de pedra utilizada em Lisboa; caracterização mecânica das suas propriedades da alvenaria de pedra situada em Lisboa; avaliação do comportamento sísmico de edifícios de alvenaria; descrição do sistema sismo-resistente designado como gaiola pombalina e a sua influência na resistência sísmica de um edifício antigo.

2.1 Introdução

Os edifícios antigos são genericamente classificados como sendo do tipo, Pombalinos, Gaioleiros ou de Placa, sendo de seguida realizada uma descrição genérica das suas principais características estruturais.

Os Edifícios Pombalinos têm a sua época de construção entre 1755-1880 [9]. A construção Pombalina foi desenvolvida para a reconstrução da cidade de Lisboa após sismo de 1 de Novembro de 1755. A sua construção foi a primeira no mundo em que se utilizou soluções preventivas para sismos futuros [10], devido à sua regularidade e simplicidade bem como a construção de uma estrutura antissísmica baseada em treliças tridimensionais em madeira que resistem às forças sísmicas em qualquer direção, designada como gaiola pombalina [2]. Geralmente os Edifícios Pombalinos são constituídos por quatro pisos mais águas furtadas. O rés-do-chão é um espaço amplo para permitir a instalação de comércio ou armazéns, sendo a sua estrutura constituída por abobadas de cantaria ou de alvenaria, apoiadas em arcos ou pilares em pedra de cantaria, a partir do qual são construídas as paredes exteriores em alvenaria de pedra. A transição entre o entre o estilo Pombalino e o estilo Gaioleiro não ocorreu de uma forma brusca mas antes através de uma forma transitória, podendo existir soluções construtivas, onde a madeira que compõe a gaiola pombalina pode estar em maior ou menor quantidade [11].

Na Figura 2-1 a) apresenta-se um Edifício Pombalino onde é visível na sua fachada a sua regularidade, simplicidade e simetria e na Figura 2-1 b) um exemplo de uma gaiola pombalina.

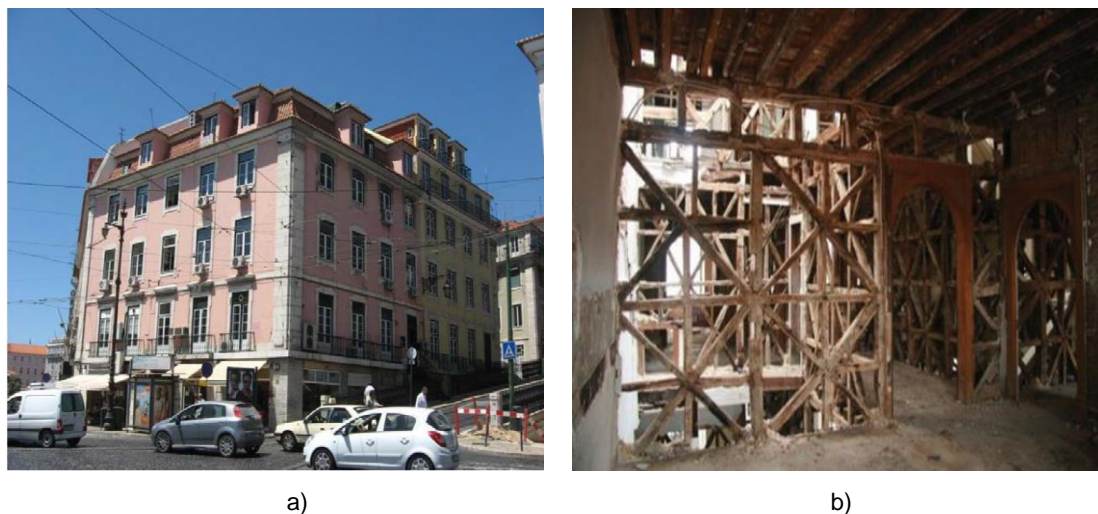


Figura 2-1 Características de um edifício pombalino: a) regularidade, simplicidade e simetria [12]; b) estrutura interna sismo-resistente designada como gaiola pombalina [2].

Os Edifícios Gaioleiros tiveram a sua época de construção entre 1880-1930. A este tipo de construção está associado o aumento da procura do mercado imobiliário o que origina a perda do rigor construtivo existente nos edifícios pombalinos, originando assim a substituição das paredes de frontal por paredes de tabique ou tijolo sem travamento e sem ligação adequada à fachada aumentando assim o risco de colapso para fora do plano (derrubamento da fachada). Existem ainda outras alterações construtivas que evidenciam perda de rigor construtivo, como o aumento dos vãos devido à diminuição do número de paredes internas e o aumento do número de pisos. As combinações de todos os fatores mencionados aliados à má qualidade de mão-de-obra e materiais utilizados na época, leva a que os Edifícios Gaioleiros tenham genericamente um mau comportamento sísmico [9] [8].

Os Edifícios de Placa foram construídos entre 1940-1960. Este tipo de construção tem como sua principal característica a introdução de elementos de betão. Geralmente a introdução verifica-se ao nível do pavimento com a substituição do pavimento de madeira por uma laje de betão, podendo por vezes incluir alguns pilares ou paredes de betão com reduzida armadura. Em relação à resistência aos sismos deste tipo de edifícios será geralmente reduzida, devido à introdução de lajes de betão possuírem uma maior massa que os pavimentos de madeira e devido ao facto destes edifícios terem sido construídos antes da entrada em vigor do Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos (1958), originado que os elementos de betão não fossem dimensionados para resistir às ações sísmicas [9].

Na Figura 2-2 a) apresenta-se um exemplo de um edifício tipo Gaioleiro e na Figura 2-2 b) apresenta-se um exemplo de um edifício tipo Placa.



Figura 2-2 Edifício antigos: a) tipo Gaioleiro [8]; b) tipo Placa [9].

2.2 Paredes de Alvenaria

Devido à grande quantidade de paredes de alvenaria existentes que variam conforme a sua época de construção e local, foi desenvolvida uma classificação tipológica com o objetivo de estabelecer as diferenças morfológicas entre os diferentes tipos paredes de alvenaria utilizados em edifícios antigos [13]. A alvenaria de pedra é o principal material estrutural utilizado em edifícios antigos e sendo assim o único tipo de alvenaria abordado na presente dissertação.

A alvenaria de pedra apresenta em geral uma grande heterogeneidade, resultante dos diferentes materiais e técnicas construtivas utilizadas ao longo do tempo [14]. As paredes de alvenaria de pedra são classificadas com base em quatro parâmetros [13]: Pedras, forma das pedras utilizadas (trabalhadas ou não trabalhadas), a natureza ou origem, as dimensões, a cor e o estado de conservação; Assentamento, textura e regularidade das superfícies de assentamento (regular, irregular, desbastada, etc.), disposição; Argamassas, utilizada no assentamento, identificando principalmente a sua consistência e secundariamente o desempenho, espessura das juntas, a cor, o diâmetro forma e a cor dos agregados; Secção, a sua espessura, número de folhas, presença de pedras transversais (perpianhos ou travadouros), dimensão e distribuição dos vazios, a percentagem de combinação dos componentes (pedra, argamassa e vazios).

Com base nos parâmetros referidos anteriormente as paredes de alvenaria de pedra podem ser divididas em 3 grupos, conforme é apresentado na Tabela 2-1.

Tabela 2-1 Tipos de paredes de alvenaria de pedra,[13].

Designação	Natureza
Parede de alvenaria ordinária.	Pedras toscas, irregulares em forma e dimensões, geralmente manejáveis por um homem e ligadas por argamassa ordinária.
Parede de alvenaria de pedra aparelhada	Pedras irregulares aparelhadas num das faces e assentes em argamassas ordinárias
Parede de cantaria (ou silharia)	Pedras com as faces devidamente aparelhadas (cantaria), geralmente de grandes dimensões e com formas geométricas definidas, assentes com argamassa ou apenas sobrepostas e justapostas.

No caso de edifícios antigos situados em Lisboa as paredes de alvenaria de pedra irregular (ordinária) têm uma utilização muito significativa [5]. Em geral o tipo de pedra utilizada é a pedra calcária sendo o ligante constituído por uma argamassa de cal e areia [14]. Na Figura 2-3 ilustra-se três exemplos de construções em alvenaria de pedra ordinária, situadas na freguesia da Ajuda, Lisboa.

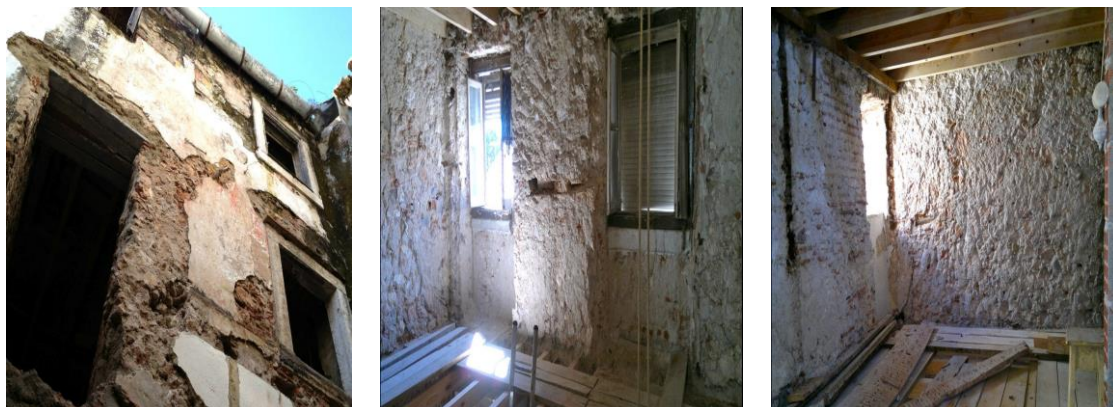


Figura 2-3 Exemplos de construções em alvenaria de pedra ordinária.

2.2.1 Propriedades mecânicas da alvenaria

Uma avaliação rigorosa da vulnerabilidade sísmica de um edifício antigo deve incluir uma caracterização apropriada das propriedades mecânicas das paredes de alvenaria que o constituem [15], na presente dissertação são avaliados os seguintes parâmetros: módulo de elasticidade (E); coesão (c); coeficiente de atrito (μ); resistência ao corte por fendilhação diagonal (f_{tu}), peso volúmico (W); (G) modulo de corte

Atualmente existe uma falta de conhecimento das características mecânicas das alvenarias constituintes de edifícios antigos [15], apesar disso são apresentados dois estudos baseados em ensaios experimentais de paredes de alvenaria de pedra ordinária característica de Lisboa, realizados na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa (FCT-UNL) e no Instituto Superior Técnico da Universidade de Lisboa (IST).

Estudo de Paredes de Alvenaria de Pedra na FCT-UNL

No âmbito da tese de doutoramento de Pinho [14], foram construídos 62 muretes de alvenaria de pedra irregular, dos quais 6 muretes de referência sem reforço realizou-se ensaios de compressão e de compressão corte, sendo ainda realizados ensaios cíclico em outros muretes onde se aplica vários tipos soluções de reforço. Na Figura 2-4 apresenta-se a título de exemplo um ensaio de compressão axial do murete M43. Na Figura 2-4 a) é visível o murete M43 antes do início do carregamento, na Figura 2-4b) formação de uma fenda inclinada entre os cantos superior esquerdo e inferior direito, que progride até ao colapso do murete M43, Figura 2-4 c).

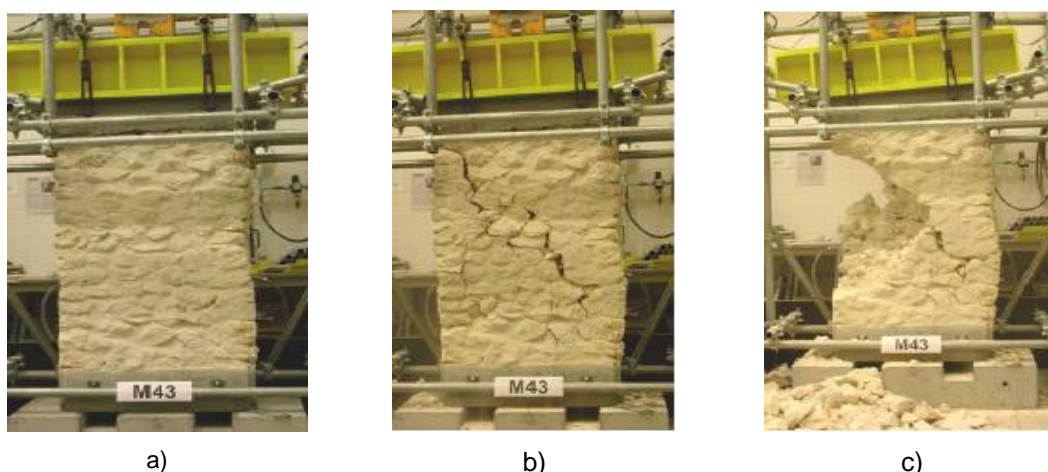


Figura 2-4 Ensaio de compressão axial do murete M43: a) M43 antes do início do ensaio; b) formação de uma fenda diagonal; c) colapso do murete, [14].

Realizaram-se ainda duas teses de mestrado [16] [17], no seguimento do estudo realizado por Pinho. Os ensaios realizados foram idênticos ao já apresentado no estudo de Pinho mas com a diferença de os muretes terem uma profundidade de carbonatação maior, devido possuírem mais 6 anos do que os muretes de Pinho. Os resultados obtidos pelos 3 estudos referidos anteriormente encontram-se resumidos na Tabela 2-2.

Tabela 2-2 Resultados dos ensaios de compressão axial

	$\sigma_{\text{média}}$ (MPa)	$E_{\text{média}}$ (GPa)
[14]	0.43	0,305
[16]	0.74	-
[17]	0.60	-

A principal característica mecânica que se retira da Tabela 2-2, é o módulo de elasticidade, sendo esse valor determinado através da equação (2.1), definida pela força máxima de compressão axial. (F_v), extensão vertical do murete para 30% do F_v (ε), área da secção transversal do murete de referência (A).

$$E = \frac{F_v}{3\varepsilon A} \quad (2.1)$$

O módulo de elasticidade médio obtido por Pinho, é de 0,305GPa. Importa referir que o módulo de elasticidade foi obtido para muretes com uma profundidade de carbonatação reduzida devido ao

baixo tempo de cura. Já no caso das teses de mestrado [16] [17] as idades superiores dos muretes levaram a um aumento da tensão de compressão o que leva a querer que o módulo de elasticidade também seja maior nesses estudos. Nos casos de paredes de alvenaria de pedra ordinária em edifícios reais onde a profundidade de carbonação ocorreu em toda a sua espessura o módulo de elasticidade deverá ser superior ao determinado por Pinho.

A determinação do módulo de elasticidade da parede de alvenaria de pedra ordinária irá ser novamente discutida na secção 5.3.4.

Estudo do comportamento mecânico da alvenaria de pedra ordinária característica da zona de Lisboa, realizado no Instituto Superior Técnico de Lisboa (IST) [18].

Neste estudo foram realizados três tipos ensaios: compressão axial; triplo; compressão diagonal. São apresentados apenas resultados referentes ao ensaio triplo e de compressão diagonal.

Ensaio de Triplo

Para definir os parâmetros de resistência ao corte foram analisadas 2 amostras. As mesmas foram submetidas a um carregamento vertical sendo depois aplicada uma carga horizontal a meia altura da amostra. O carregamento vertical foi definido de modo a obter-se o estado de tensão médio de paredes de alvenaria de pedra ordinária em edifícios antigos em Lisboa. Tendo sido definido 3 níveis de tensão: 0,1MPa; 0,3MPa e 0,5MPa.

A força de corte resistente das paredes de alvenaria de pedra ordinária pode ser obtida aplicando a lei de Mohr-Coulomb. Para uma dada tensão de compressão (σ), obtém-se uma determinada força de corte resistente τ_u , aplicando-se a equação (2.2), onde c é a coesão e μ o coeficiente de fricção:

$$\tau_u = c + \mu \times \sigma \quad (2.2)$$

Na Figura 2-5 apresenta-se o modelo de ensaio triplo.

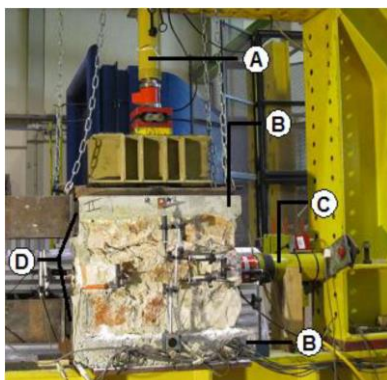


Figura 2-5 Ensaio Compressão-Corte; A - Carga de compressão; B - Lintel de betão; C - Carga de corte; D - Suporte Rígido para restrição de movimentos

Com os resultados obtidos através dos ensaios triplos é possível realizar uma regressão linear, determinando-se assim os parâmetros que dependem da força de corte resistente, usados na lei de Coulomb (coesão e coeficiente de fricção). Apresenta-se na Figura 2-6 a regressão linear que permite a determinação dos parâmetros da força de corte resistente.

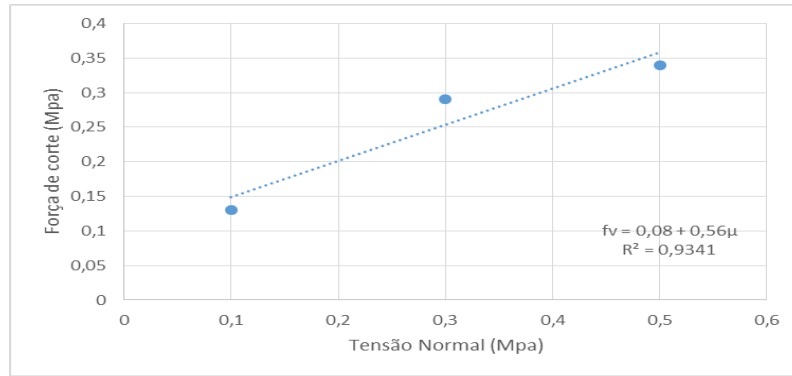


Figura 2-6 Regressão linear utilizando a lei Mohr-Coulomb; Adaptado, [18]

Com base na regressão linear determina-se valor da coesão de 0,0815 MPa e de 0,558 para o coeficiente de fricção. Estes valores devem ser reduzidos a 80% do seu valor experimental de acordo com a norma EN-1052-3 standard [19], sendo assim o valor da coesão é de 0,065 MPa e de 0,447 para o coeficiente de fricção.

Ensaio de Compressão Diagonal:

Este tipo de ensaio tem como objetivo simular um estado de corte puro na amostra estudo. Sendo apresentado na Figura 2-7 uma ilustração do ensaio realizado.

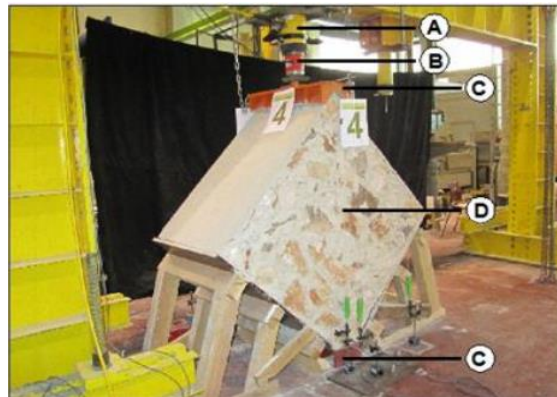


Figura 2-7 Ensaio de Compressão Diagonal; A - Macaco Hidráulico; B – Célula de Carregamento; C – Apoio; D – Amostra, [18]

Os resultados obtidos podem ser interpretados utilizando a norma ASTM standard [20] ou o método de Brignola [21]. No caso da norma ASTM standard aplica-se a equação (2.3)

$$\begin{cases} f_{tu} = c_{diagonal} = \frac{0.707P}{A_n} \\ A_n = \frac{(w + h)}{2} t \end{cases} \quad (2.3)$$

onde,

f_{tu} : resistência ao corte por fendilhação diagonal

P : força máxima aplicada à amostra.

w : largura da amostra.

h : altura da amostra

t : espessura da amostra.

$c_{diagonal}$: coesão obtida para o ensaio de compressão diagonal.

No caso da utilização da proposta de Brignola [22]:

$$f_{tu} = 0.5 \frac{P}{A} \quad (2.4)$$

onde,

A : área do painel da amostra.

Aplicando as duas abordagens anteriormente referidas, obtém-se os resultados apresentados na Tabela 2-3

Tabela 2-3 Resultados obtidos do ensaio de compressão diagonal [18].

Amostra	P (kN)	f_t :(MPa)-ASTM	f_t :(MPa)-Brignola
W2	29	0,024	0,017
W3	28	0,024	0,017

O valor da $c_{diagonal}$ para a abordagem ASTM é retirado diretamente da Tabela 2-3, tomando o valor de 0,024MPa, no caso da abordagem de Brignola ao ser utilizado o modelo de Turnsek e Cacovic's, para avaliação da resistência ao corte da amostra o valor de f_t deve ser dividido por 1,5 tomando o valor de 0.011MPa. Em ambas as abordagens utilizadas os valores de coesão obtidos para o ensaio de compressão diagonal são inferiores aos obtidos para o ensaio de compressão-corte. Uma possível causa dessa diferença de valores é referida pelos autores dos respetivos ensaios, dever-se ao modo de rutura ser diferente em ambos os ensaios. No caso do ensaio de compressão diagonal o modo de rutura é condicionado pela resistência entre a interface da argamassa e as unidades de pedra e no caso do ensaio triplo a resistência é obtida através da resistência ao corte da argamassa.

Outros estudos de referência que caracterizam o comportamento mecânico da alvenaria:

- Um estudo realizado pela Universidade de Florença em Itália, realizaram-se ensaios sobre 4 espécimes de alvenaria de pedra ordinária, utilizando o ensaio de macacos planos, obtendo um módulo de elasticidade que varia entre 0,409GPa a 0,700GPa [23].
- Em 2011 um estudo realizado em Itália, foram ensaiadas in-situ várias amostras de paredes de alvenaria de pedra irregular, através de ensaios e compressão diagonal, utilizando a abordagem de Brignola obteve-se um intervalo de valores para o f_t de [0.029:0.033] MPa e para $c_{diagonal}$ [0.019:0.022] MPa [24].
- Estudo realizado pela Universidade do Minho, tendo como autores, Paulo B. Lourenço e João C. Almendra Roque, que constitui na análise in-situ do estado mecânico-estrutural das alvenarias antigas através de técnicas não destrutivas. Sendo o caso de estudo situado no centro histórico de Bragança. O material de construção utilizado para a construção das paredes de alvenaria de pedra ordinária nessa região é o xisto sendo que estes resultados

devem ser considerados como indicadores dos parâmetros mecânicos da alvenaria de perda ordinária situada em Lisboa. Para determinar os parâmetros mecânicos das alvenarias de pedra ordinária em estudo recorreu-se à utilização de macacos planos. Obtendo-se valores médios do módulo de elasticidade de 1GPa e 0,7MPa para tensão de rutura à compressão [25].

Em Itália foi desenvolvido com base nos ensaios realizados em paredes de alvenaria, um conjunto de valores de referência dos parâmetros mecânicos da alvenaria com base na classificação tipológica de paredes. Importa referir que os valores tabelados que definem a resistência ao corte são baseados em ensaios de compressão diagonal utilizando a abordagem de Brignola, sendo aplicado ao modelo de corte de Turnsek e Cacovic's [26]. Os valores de referência podem ser encontrados na norma Italiana [27]. Na Tabela 2-4, apresentam-se os valores de referência definidos na norma italiana para paredes de alvenaria de pedra.

Tabela 2-4 Propriedades mecânicas das paredes de alvenaria, [27].

Tipo de Alvenaria	f_d	$c_{diagonal}$	E	G	W
	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(MPa)	(kN/m ³)
	min	min	min	min	
	max	max	max	max	
Alvenaria de pedra irregular	1.0	0.020	690	230	19
	1.8	0.032	1050	350	
Alvenaria de pedra desaparelhada com paramento de espessura limitada ao núcleo interno	2.0	0.035	1020	340	20
	3.0	0.051	1440	480	
Alvenaria de pedra aparelhada com boa conexão	206	0.056	1500	500	21
	3.8	0.074	1980	660	

A definição dos parâmetros mecânicos da alvenaria de pedra ordinária nomeadamente o módulo de elasticidade e o peso volúmico são definidos no Capítulo 5, sendo de seguida apenas definidos apenas os parâmetros de corte: I) parâmetros de corte que definem a fendilhação diagonal; II) parâmetros de corte que definem o corte por deslizamento.

I) Parâmetro de corte por fendilhação diagonal.

O parâmetro que define o corte por fendilhação diagonal é o f_{tu} apresentado na Tabela 2-5, sendo admitido um valor com base no estudo de Milosevic [18] utilizando-se resultados obtidos pelo método ASTM e um intervalo de valores com base na Tabela 2-4.

Tabela 2-5 Parâmetros de corte para fendilhação diagonal.

f_{tu} (MPa)	Valor Admitido [18]	Intervalo de Valores [27]
	0,024	[0,020-0,032]

II) Parâmetro de corte por deslizamento.

Os parâmetros que definem o corte por deslizamento são o c e o μ sendo definidos com base no estudo de Milosevic [18]. Será apenas considerado um intervalo de valores para o c com base na Tabela 2-4. Este facto é devido a não ser definido na literatura um intervalo de valores para o μ , admitindo-se um valor de 0,447 retirado do estudo de Milosevic [18]. Apresenta-se na Tabela 2-6, a definição do parâmetro c .

Tabela 2-6 Parâmetros de corte por deslizamento.

c (MPa)	Valor Admitido [18]	Intervalo de Valores [27]
	0,065	[0,056-0,074]

2.2.2 Comportamento sísmico de paredes de alvenaria.

As paredes de alvenaria face às ações sísmicas respondem simultaneamente no plano e fora do plano, como se representa na Figura 2-8. Os mecanismos de colapso são assim divididos em dois grupos: Mecanismos para fora do plano; Mecanismos no plano [1]. Durante a ocorrência de um sismo os mecanismos para fora do plano e no plano são simultaneamente mobilizados, a obtenção de um comportamento sísmico satisfatório é geralmente obtido quando os mecanismos de colapso para fora do plano são impedidos, para que no plano da parede seja possível explorar ao máximo a resistência e a sua capacidade de deformação.[28] Procura-se assim explorar os mecanismos no plano da parede devido à sua resistência às ações sísmicas ser muito superior aos mecanismos para fora do seu plano [29].

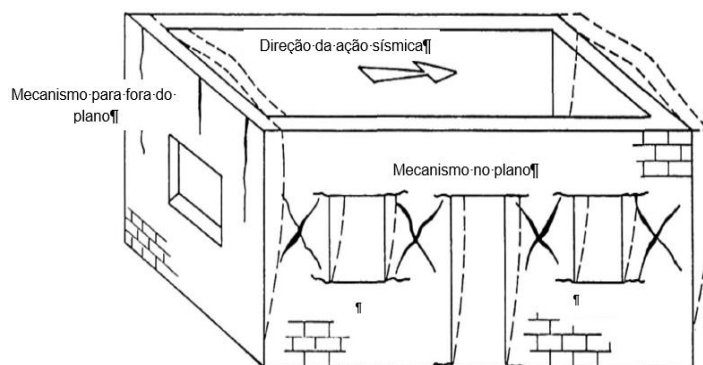


Figura 2-8 Resposta sísmica de um edifício de alvenaria, com resposta simultânea para fora do plano e no plano; Adaptado [30]

Os mecanismos para fora do plano em geral devem-se aos seguintes fatores: falta de ligações entre as paredes ortogonais; ao comprimento excessivo de duas paredes sem o devido apoio conferido por paredes ortogonais a estas. Para evitar estes tipos de mecanismos em geral as soluções passam por: melhorar a ligação ortogonal entre as paredes de alvenaria; introdução de paredes interiores dispostas transversalmente às paredes com maior comprimento, assegurando assim um contraventamento das mesmas; introdução de pavimentos rígidos, ou seja tenha uma resistência suficiente e uma boa ligação entre o pavimento e as paredes [29]. Em geral nos edifícios antigos os pisos são considerados diafragmas flexíveis, a sua influência em mecanismos para fora do plano não será abordada nesta dissertação mas podem ser consultados através da leitura da bibliografia

[5]. Na Figura 2-9, são apresentados dois edifícios antigos onde ocorreram mecanismos para fora do plano da parede de alvenaria.



a) b)
Figura 2-9 Mecanismo para fora do plano a) Sismo dos Acores em 1998; b) Sismo de L'Aquila, Itália em 2009

Para se obter um comportamento sísmico satisfatório é necessário que os mecanismos para fora do plano sejam impedidos, sendo esse comportamento designado como “efeito de caixa”, mas só é obtido quando existe uma ação combinada entre as paredes e os pavimentos como referido anteriormente. Nesta dissertação irá admitir-se que os mecanismos para fora do plano estão impedidos, sendo apenas analisados os mecanismos no plano. Na Figura 2-10, apresenta-se uma possível solução de reforço com recurso a tirantes, para se obter uma boa ligação entre as paredes ortogonais [31]. A avaliação dos mecanismos para fora do plano pode ser realizada por diferentes métodos, que podem ser consultados através da leitura da bibliografia [32].

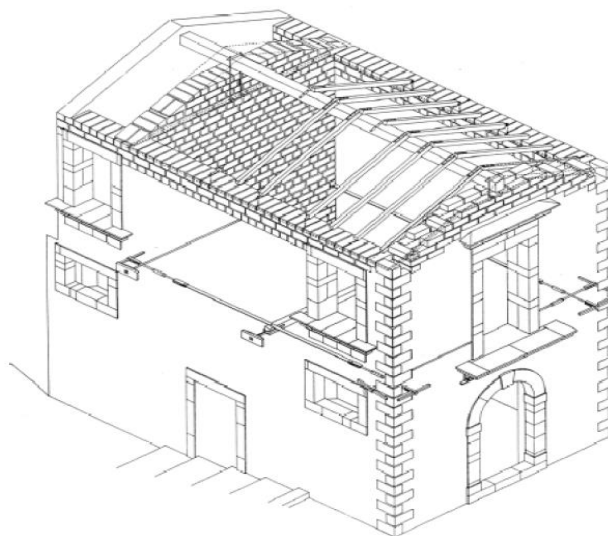


Figura 2-10 Reforço das ligações entre paredes ortogonais com recurso a tirantes [31]

2.2.3 Mecanismos de colapso no plano.

As paredes de alvenaria ao terem aberturas (janelas, portas), condiciona bastante o comportamento da parede devido à mesma perder a sua continuidade, passando a resistência da parede a ser condicionada pelos nembos e lintéis delimitados pelas aberturas, representados na Figura 2-11 [29].

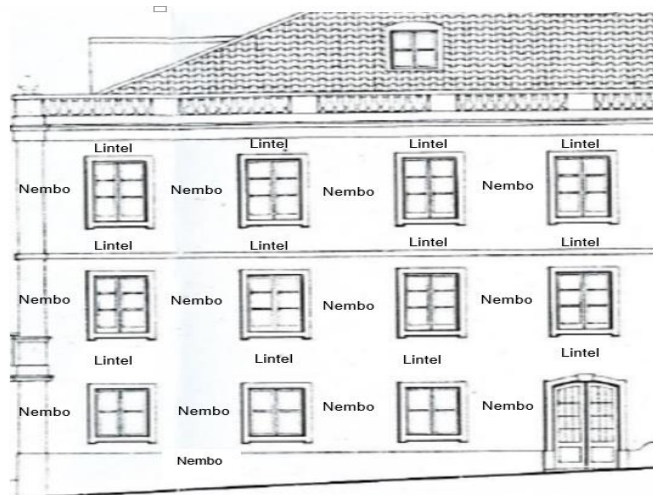


Figura 2-11 Ilustração de lintéis e nembos num edifício

Os nembos são os principais elementos resistentes para as ações verticais como o peso próprio da estrutura bem como as sobrecargas e são ainda os principais elementos da estrutura que resistem às ações sísmicas. Os lintéis são considerados como elementos secundários, estes permitem a redistribuição de esforços entre os nembos para ações sísmicas. Os lintéis afetam significativamente as condições de fronteira dos nembos, podendo estes últimos serem considerados fixos ou rotulados nas suas extremidades, dependendo do grau de encastramento fornecido pelos lintéis, afetando assim a previsão resistente às ações sísmicas [33].

O grau de encastramento que os lintéis aplicam aos nembos, pode ser abordado através da relação seguinte: "lintéis fortes-nembos fracos"; ou "lintéis fracos-nembos fortes". Os modelos "lintéis fortes-nembos fracos" assumem que os nembos fendilham primeiro que os lintéis. Em geral assumir esta hipótese é correta para edifícios novos, em que os lintéis de alvenaria estão ligados por vigas de betão armado, este elemento promove um aumento da rigidez e da resistência dos lintéis, assegurando assim uma ligação continua entre os lintéis e os nembos durante um sismo. No caso de edifícios antigos os lintéis são mais fracos que os nembos admitindo-se uma relação "lintel fraco-nembo forte", podendo ser desprezada a resistência e rigidez por parte dos lintéis, assumindo um comportamento desacoplado por parte dos nembos [33].

De seguida são avaliados em separado os comportamentos dos nembos e dos lintéis face às ações horizontais.

2.2.3.1 Nembos

Os mecanismos de colapso no plano da parede em relação aos nembos podem-se dividir em três grupos: Mecanismo por flexão composta; Mecanismo de corte diagonal; Mecanismo por deslizamento ao corte [34]:

Mecanismo por flexão composta (Rocking), (Figura 2-12 a):

À medida que as exigências em força ou deslocamento horizontal aumentam, as juntas horizontais da parede de alvenaria rompem devido à tração, sendo que o esforço transversal é suportado pelo canto da alvenaria que fica sujeita à compressão. O colapso final dá-se pelo derrubamento da parede e simultaneamente pelo esmagamento do canto comprimido [34]. Este mecanismo permite grandes deslocamentos horizontais no topo do nêmo, sem que seja obtida uma significativa perda na resistência, especialmente no caso em que a tensão média axial é baixa quando comparada com a tensão de compressão resistente. Se mais nenhum mecanismo ocorrer, os deslocamentos obtidos podem ser limitados apenas pela perda de resistência devido aos efeitos de 2º ordem, associados ao derrubamento. Os deslocamentos na teoria podem ser até 10% da altura do nêmo, apesar de raramente esse nível de deslocamento acontecer na realidade pois outro mecanismo de ruptura irá condicionar o deslocamento ou será limitado ao deslocamento exigido pela ação sísmica [34].

Mecanismo de corte diagonal (Shear Cracking), (Figura 2-12 b):

A resistência máxima é definida pela formação e propagação de uma fenda diagonal, que pode seguir o caminho das juntas ou atravessar as unidades de alvenaria, dependendo da resistência relativa entre as juntas de argamassa, da interface tijolo-argamassa, e dos tijolos [34].

Este tipo de mecanismo antes de ocorrer a primeira fenda apresenta um comportamento com uma dissipação moderada de energia, sem significativa perda de resistência. Após a formação da primeira fenda, que geralmente ocorre para 90% da resistência última, a resposta é caracterizada por uma alta dissipação de energia com perda rápida de resistência e rigidez. Para este tipo de mecanismo foi determinado um valor médio de drift de 0,5 %, sendo que este valor apresentou ser bastante uniforme em vários ensaios experimentais realizados [34].

Mecanismo por deslizamento ao corte (Sliding), (Figura 2-12 c):

Devido à formação de fendas de tração nas juntas horizontais e devido ao comportamento cíclico da ação sísmica, podem-se formar potenciais planos de deslizamento ao longo das juntas fendilhadas. Este mecanismo de colapso é possível de ocorrer para baixos níveis de carga vertical ou para baixos coeficientes de fricção [34].

Este tipo de mecanismo, permite de forma idêntica ao mecanismo de flexão composta, grandes deslocamentos horizontais. Sendo que normalmente aparece em conjunto com o mecanismo de flexão composta devido ao baixo nível de carregamento axial do nêmo [34].

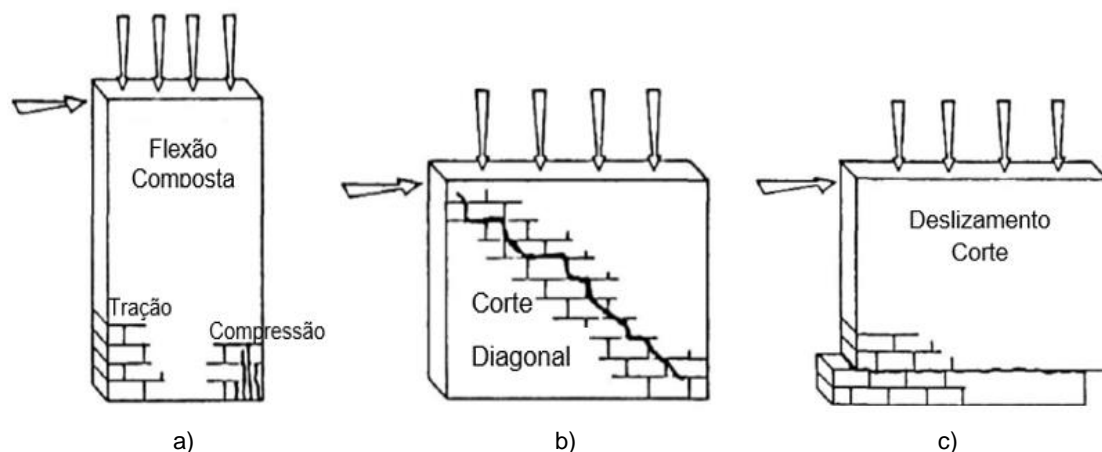


Figura 2-12 Mecanismos de colapso no plano dos nêmbos: a) flexão composta; b) corte diagonal; c) Deslizamento ao corte; Adaptado [35]

Na Figura 2-13 a), apresenta-se um caso real de um mecanismo de flexão de um nêmbio, e na Figura 2-13 b) o caso de um mecanismo de fendilhação diagonal de um nêmbio.



Figura 2-13 Situações reais de rutura de nêmbios: a) rutura por flexão; b) rutura por fendilhação diagonal [29]

Apresenta-se os seguintes ensaios experimentais: I) Comportamento da alvenaria de pedra ordinária sob ações cíclicas [36]; II) Ensaio cíclico de parede de alvenaria de pedra ordinária [15].

Importa referir que os estudos apresentados do IST representam a alvenaria característica de edifícios antigos localizados em Lisboa. No caso do estudo apresentado da EEUM, esta caracteriza um tipo de construção localizada no norte de Portugal, devendo ser por isso considerados os resultados obtidos, como indicativos do comportamento de paredes de alvenaria de pedra ordinária de edifícios antigos localizados em Lisboa.

Comportamento da alvenaria de pedra ordinária sob ações cíclicas [36]

Este estudo teve como uns dos seus objetivos a analisar a influência do carregamento axial e do tipo de assentamento, têm no comportamento cíclico da alvenaria de pedra. Para a realização dos ensaios cíclicos foram consideradas três tipos de carregamento axial: 100kN; 175kN; e 250 kN. Foram ainda consideradas três tipos de configuração para as paredes de alvenaria de pedra: parede

de alvenaria de pedra regular de junta; parede de alvenaria de pedra não trabalhada; parede de alvenaria de pedra ordinária. Como na presente dissertação o tipo de alvenaria em estudo é a alvenaria ordinária apenas se irão se descrever os resultados obtidos dos ensaios cíclicos referentes a esse tipo de alvenaria, sendo a mesma constituída por pedras de origem granítica, pretendendo assim caraterizar o tipo de alvenaria dominante norte do país. Os muretes ensaiados têm todos as mesmas dimensões, tendo apenas como diferença o nível de carregamento axial sendo designados como WR100, WR175 e WR250, fazendo referência ao nível de carregamento axial que vão estar sujeitos. O valor médio dos módulos de elasticidade é de 2.4 GPa.

O sistema de ensaio utilizado é apresentado na Figura 2-14 a). Durante o ensaio cíclico é realizado com um controlo do deslocamento horizontal, sendo o seu incremento de 100µm/s, conforme ilustrado na Figura 2-14 b).

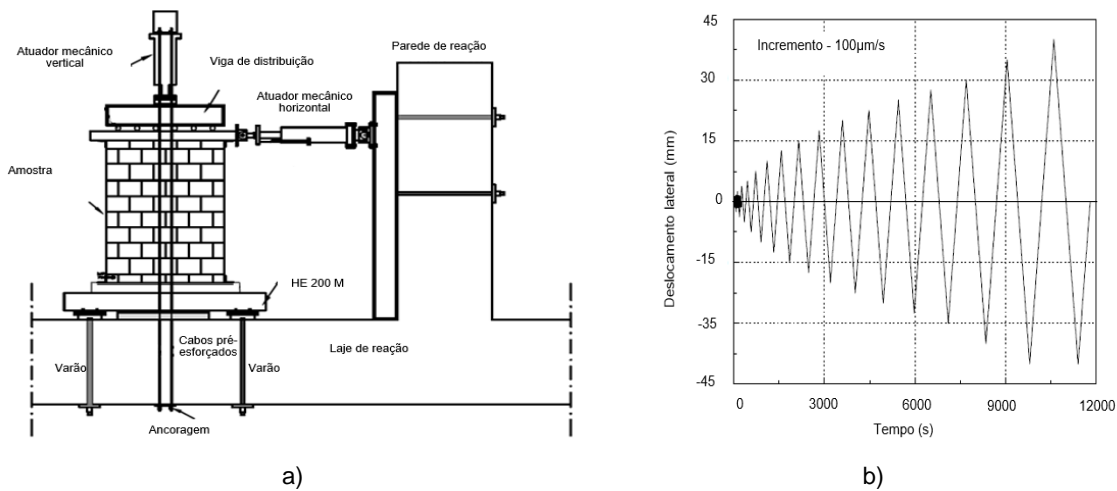


Figura 2-14 Detalhes do ensaio cíclico: a) esquema do ensaio cíclico; b) controlo do deslocamento ao longo do tempo; Adaptado [36]

Modo de rutura:

Os resultados obtidos dos ensaios cíclicos permitiu concluir que o modo de rutura é influenciado pelo nível de compressão que o modelo experimental esta sujeito, relevando ainda que para baixos níveis de compressão o arranjo das pedras na parede de alvenaria influencia o seu modo de rutura. A Tabela 2-7 apresenta os modos de rutura para cada modelo experimental, onde é possível visualizar a influência dos fatores anteriormente referidos.

Tabela 2-7 Modos de rutura para os vários modelos experimentais [36].

Modelo experimental	Modo de Rutura
WR1.100	Flexão/corte
WR2.100	Flexão/derrubamento
WR1.175	Corte
WR2.175	Flexão/corte
WR1.250	Corte
WR2.250	Corte
WR3.250	Corte

Na Figura 2-15 apresenta-se os modos de rutura para o caso dos muretes: WR2.100 - Figura 2-15 a); WR1.175 - Figura 2-15 b); e WR2.250 - Figura 2-15 c)

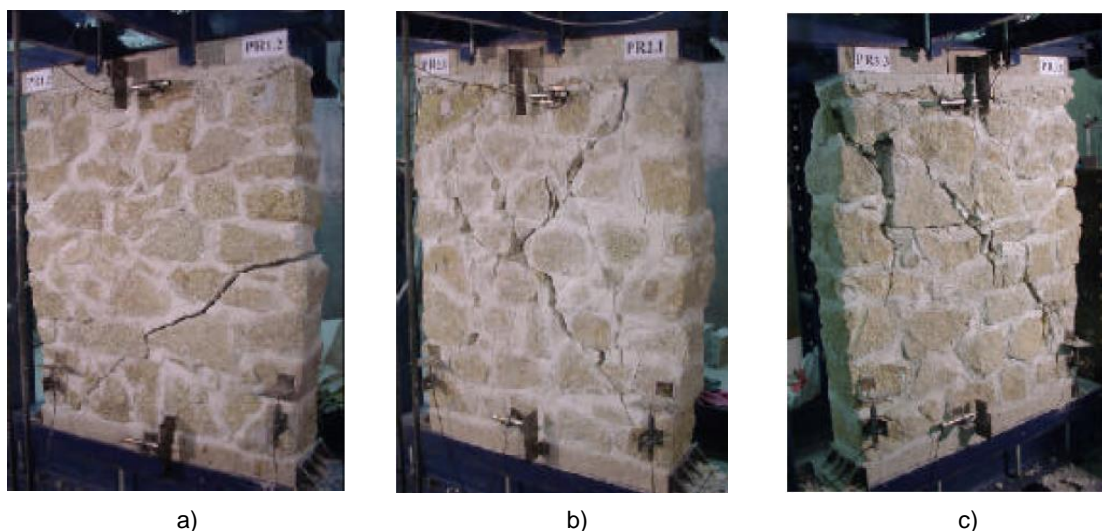


Figura 2-15 Modos de rutura dos modelos experimentais: a) WR2.100 ; b) WR1.175; c) WR2.250. [36]

Histerese:

Para os modelos com carregamento axial baixo, WR1.100 e WR2.100, mostram-se as suas curvas de histerese na Figura 2-16 (a) e na Figura 2-16 (b) respetivamente. Como é visível as curvas de histerese apresentam diferenças, apesar de o deslocamento lateral ser idêntico nos dois casos, o mesmo já não se pode afirmar em relação curva de histerese do modelo WR2.100 que tem um modo de rutura de flexão/derrubamento que apresenta uma curva num formato de “S”, observa-se ainda uma reduzida degradação no modelo experimental induzido pelo tipo de modo de rutura. Em relação ao modelo experimental WR1.100 é possível visualizar duas fases distintas onde há uma quebra na capacidade resistente do modelo devido a formação da primeira fenda diagonal.

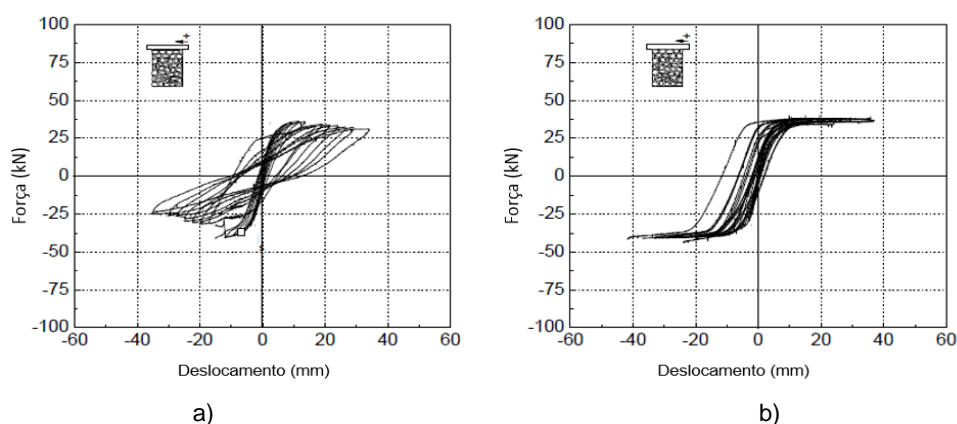


Figura 2-16 Curvas de histerese para os modelos experimentais: (a) WR1.100; (b) WR2.100; [36]

Em relação aos modelos experimentais sujeitos a um carregamento axial moderado: WR1.175 Figura 2-17 (a); WR2.175 Figura 2-17 (b). Observa-se na Figura 2-17 em que ambos os modelos experimentais obtêm valores aproximados de deslocamento máximo horizontal e uma redução da capacidade de deformação em relação aos modelos experimentais anteriores.

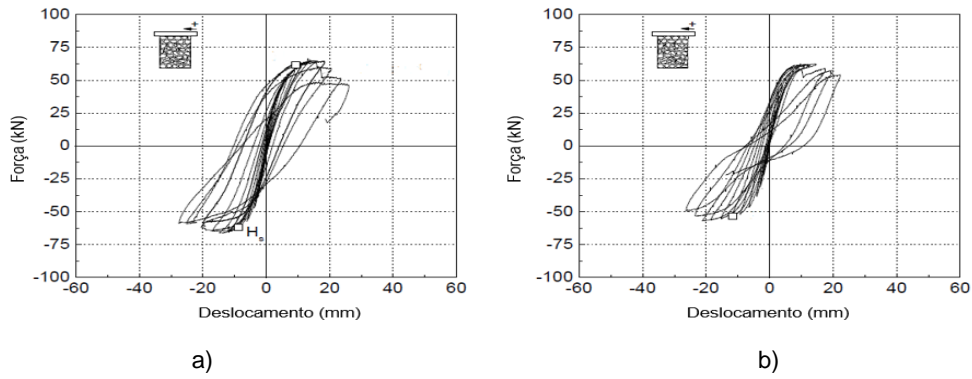


Figura 2-17 Curvas de histerese para os modelos experimentais: (a) WR1.175; (b) WR2.175 [36]

Como último caso de análise, tem-se o carregamento axial mais elevado, sendo analisando os modelos experimentais: WR1.250 Figura 2-18 (a); WR2.250 Figura 2-18 (b). Como se pode observar na Figura 2-18, em ambos os modelos experimentais tem-se uma redução da capacidade de deformação, observa-se ainda um comportamento frágil devido à rutura ocorrer para valores muito próximos do deslocamento máximo horizontal

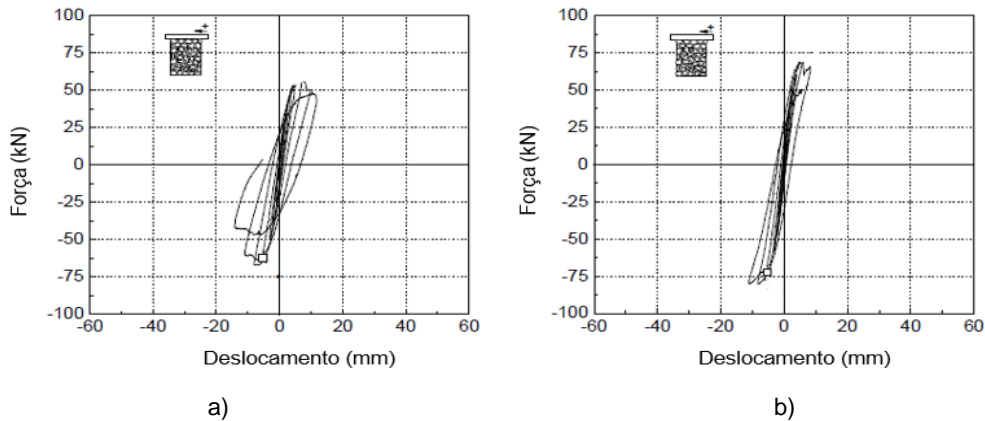


Figura 2-18 Curvas de histerese para os modelos experimentais: (a) WR1.250; (b) WR2.250;[36]

A avaliação da deformação não linear é em geral realizada através da bilinearização da curva de capacidade do murete. As curvas de capacidade experimentais são definidas usando os pontos da curva de histerese: $(H_{max}; d_{Hmax})$ definem a resistência máxima; $(H_{dmax}; d_{max})$ representam o deslocamento lateral máximo. Em relação a curva bilinear são definidos os seguintes pontos: (H_{cr}, d_{cr}) definem o aparecimento da primeira fenda; (H_u, d_e) representam a cedência; (H_u, d_u) a resistência última.

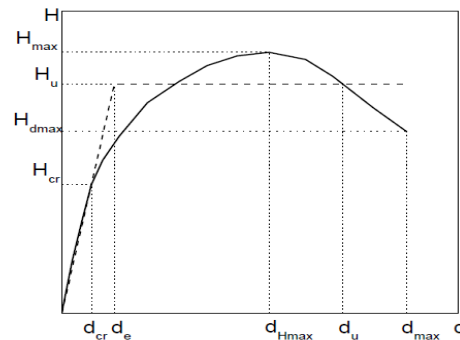


Figura 2-19 Curva de capacidade experimental e a sua respetiva bilinearização [36]

A caracterização do comportamento da alvenaria de pedra necessita ainda da definição de mais dois conceitos: ductilidade (μ), d_u/d_e ; e o drift, sendo este último a divisão entre o máximo deslocamento horizontal e altura do muro. Na Tabela 2-8 apresenta-se resumidamente os resultados obtidos para as curvas de capacidades experimentais e das suas respectivas bilinearizações

Tabela 2-8 Parâmetros das curvas de capacidade experimental e das suas respectivas bilinearizações [37]

Murete	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	d_e (mm)	H_u (kN)	H_{max} (kN)	d_{Hmax} (mm)	d_{max} (mm)	Drift (%)	μ
WR.100	17.14	1.49	2.89	34.46	37.01	14.22	34.81	2.90	12.09
WR.175	27.33	1.79	3.91	57.12	63.78	14.22	24.15	2.01	6.34
WR.250	33.13	1.75	2.94	58.87	65.97	6.99	10.28	0.86	3.50

A vantagem deste estudo, apesar de a pedra constituinte dos muretes de alvenaria ser do tipo granítica é a análise da influência do nível axial tem sobre as paredes de alvenaria de pedra ordinárias, influenciando os mecanismos de colapso e originando diferentes respostas histeréticas dos muretes em relação à força máxima, deslocamento máximo e ductilidade.

Ensaio cíclico de parede de alvenaria de pedra ordinária [15]

Foram construídos em laboratórios dois muretes de alvenaria de pedra ordinária, constituída por pedra calcária. Os Muretes têm as seguintes dimensões 1,20x1,20x0,40 m³, apresentando a designação de S1 e S2. Não existe qualquer diferença entre os dois muretes ensaiados, tendo ambos o mesmo nível de tensão de compressão de 0,3Mpa, de modo a corresponder ao valor médio registado em a meia altura de edifício antigos. O esquema de ensaio é idêntico ao apresentado no estudo anterior na Figura 2-14, para mais detalhes do mesmo deve ser consultada a bibliografia [15].

Antes da realização dos ensaios cíclicos, importa referir o aparecimento de fendas nos muretes durante a secagem da argamassa e colocação dos muretes na zona de ensaio, evidenciando o facto deste tipo de alvenaria ser particularmente fraca. Em relação ao ensaio cíclico, as curvas de histerese são idênticas às das Figura 2-17, sendo apresentadas na Tabela 2-9 os valores que caracterizam as mesmas.

Tabela 2-9 Característica das curvas de histerese [15]

Murete	H_{cr} (kN)	d_{cr} (mm)	H_{max} (kN)	d_{Hmax} (mm)	d_{max} (mm)	Drift (%)
S1	30,72	2,90	43,79	10,84	14,82	1,235
S2	33,82	2,21	42,68	6,52	10,72	0,893

Ambos os muretes colapsaram apresentado o mesmo mecanismo de rutura (fendilhação diagonal). O início da fendilhação diagonal ocorre para pequenos deslocamentos (aproximadamente 2mm), com o aumento dos deslocamentos laterais as fendas vão-se propagando até atingirem as extremidades dos muretes, aumentando simultaneamente a sua largura. A propagação das fendas ocorre sempre na argamassa sem provocar dano nas unidades de pedra, demonstrado assim a importância da argamassa na resistência lateral dos muretes. A rutura no caso do muro S1 ocorre devido à dessegregação das várias unidades de alvenaria.

Na Figura 2-20 a) o instante antes da desagregação do murete, já no caso do murete S2 a rutura ocorre por esmagamento da extremidade inferior esquerda do murete conforme representado na Figura 2-20 b).



Figura 2-20 Rutura dos muretes: a) murete S1; b) murete S3, [15]

Este estudo permite concluir que para níveis de compressão médios registados a meia altura dos edifícios antigos, o mecanismo de colapso predominante será corte por fendilhação diagonal. Falando averiguar que tipo de comportamento terá este tipo de avelaria para níveis superiores e inferiores a 0.3MPa (correspondentes a zonas inferiores e superiores do edifício antigo, respetivamente.)

2.2.3.2 Lintéis.

A modelação dos lintéis é geralmente realizada assumindo um comportamento igual aos nembos, com o eixo rodado 90°, assumindo os mesmos mecanismos rutura, com a diferença que não existe o mecanismo de corte por deslizamento devido que este tipo de mecanismo não é possível de ocorrer devido ao facto do esforço por corte ser perpendicular às juntas da alvenaria [38].

O mecanismo por flexão, ocorre para valores baixos de carregamento axial [33]. Sendo caracterizado pela formação de fendas aproximadamente verticais em ambas as extremidades do lintel [38]. No caso do mecanismo por fendilhação diagonal pode-se dever ao aparecimento de esforços de corte na extremidade dos lintéis [33]. Sendo caracterizado por formação de fendas em forma de “X”, este tipo de mecanismo é comum em lintéis com carregamento axial elevado, por exemplo devido à existência de reforço ou em lintéis que tenham uma altura considerável [38].

Estudos recentes demonstram que associado ao mecanismo de flexão dos lintéis deverá existir outro mecanismo de resistência que não se verificam no caso dos nembos, aumentando assim a resistência dos lintéis. Originado que a modelação atual seja conservativa [33]. Na presente dissertação não será abordado o desenvolvimento destes novos estudos que podem ser consultados nas referências.

Na Figura 2-21 a) apresenta-se um caso real de mecanismo de corte por fendilhação diagonal, sendo que neste caso o edifício estava reforçado com cabos de aço nos lintéis, na Figura 2-21 b) apresenta-se um caso de mecanismo por flexão, nesse caso os lintéis não estavam reforçados e tinham uma altura reduzida.



Figura 2-21 Situações reais de rutura de lintéis: a) fendilhação diagonal; b) flexão [39]

Foi realizado um ensaio experimental de modo a avaliar comportamento de lintéis face às ações sísmicas [40]. Os resultados obtidos devem ser considerados como indicadores devido a serem representativos da alvenaria de pedra aparelhada em Itália. O ensaio experimental foi realizado de modo a obter um comportamento realista do lintel, reproduzindo as condições de fronteira de um lintel inserido numa parede de alvenaria. O carregamento aplicado inicialmente foi monotónico até um drift de 0,5%, a partir desse deslocamento foi aplicado um carregamento cíclico até se atingir um drift de 1,5%. À medida que o ensaio foi progredindo a distância entre os nembos foi aumentando devido ao alongamento não ser restringido, obtendo um drift final 1,5%, a razão de se obter um drift desta ordem de grandeza deve-se ao facto do espécime ensaiado ter um elemento de madeira na zona inferior do lintel, permitindo que dois nembos permaneçam ligados até ao final do ensaio. A máxima força é aproximadamente de 30kN, para um deslocamento de 2mm, havendo de seguida uma degradação da rigidez que levou a uma quebra da força de corte aproximadamente de 30%. Na Figura 2-22 a) apresenta-se o padrão de fendas para o mecanismo de flexão ocorrido no espécime, já na Figura 2-22 b) apresenta-se a curva de histerese do espécime ensaiado.

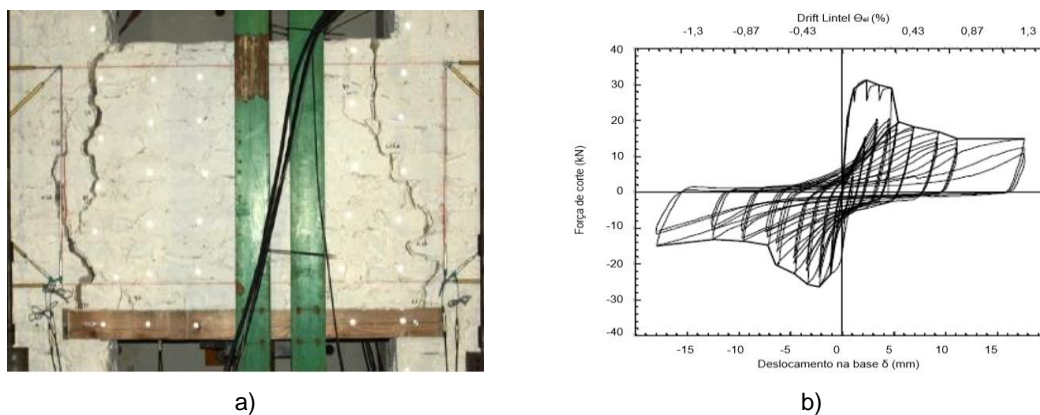


Figura 2-22 Resultados do ensaio experimental: a) padrão de fendas final; b) curva de histerese [41]

2.3 Gaiola Pombalina

A gaiola pombalina surgiu após o sismo de 1755, sendo uma estrutura sísmo-resistente baseada em treliças tridimensionais em madeira que resistem a forças horizontais em qualquer direção, como as induzidas pelos sismos, bem como a cargas verticais [2]. A Gaiola é constituída por diversos painéis planos (frontais), sendo constituídos por elementos de madeira verticais (prumos), horizontais (travessas) e diagonais (escoras), formando assim um elemento conhecido por cruz de santo André, como ilustrado na Figura 2-23 a). Os frontais são preenchidos com alvenaria como representada na Figura 2-23 b) [42].

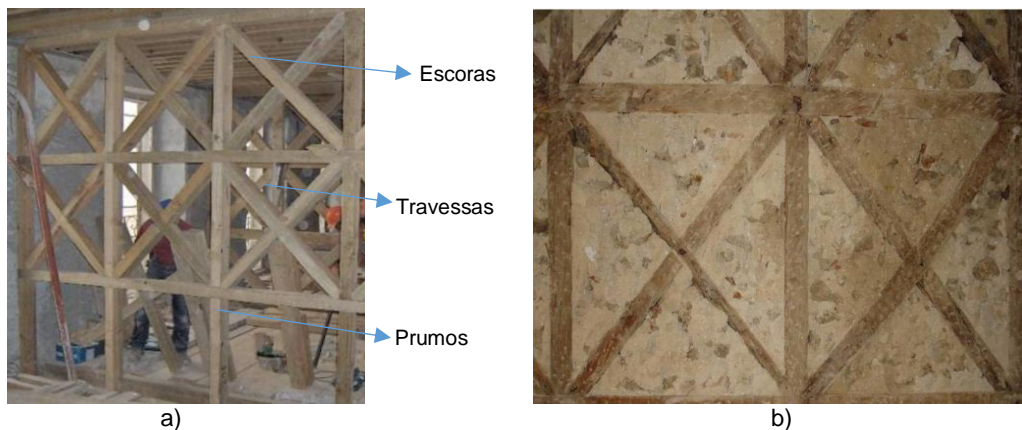


Figura 2-23 Constituição das paredes frontal: a) elementos estruturais; b) alvenaria de preenchimento; Adaptado [43] [12]

A estrutura de um piso tipo de um edifício pombalino é representada na Figura 2-24, sendo o mesmo constituído por paredes frontais e paredes de tabique. Esta ultima, tem como principal função a delimitação do espaço interior não se destinando a suportar qualquer tipo de carga.

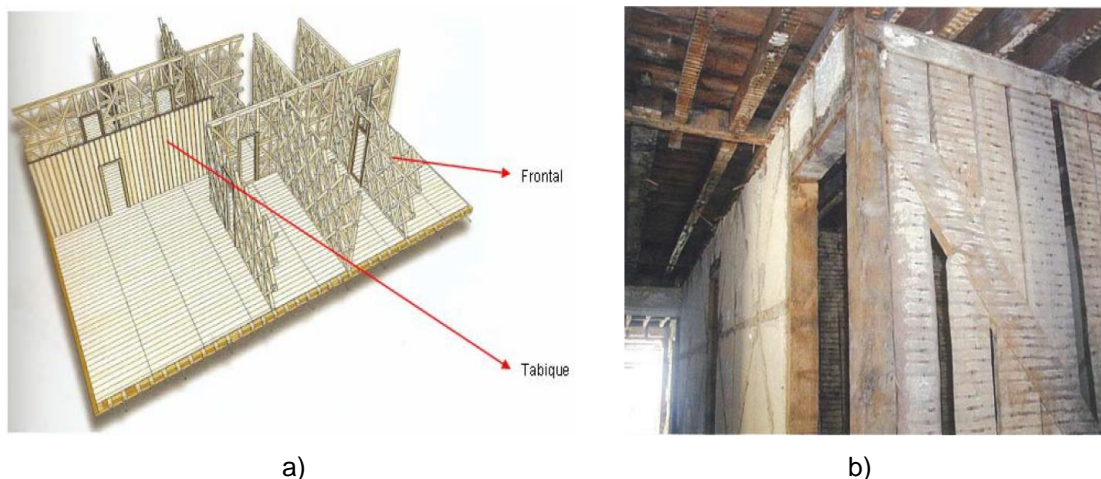


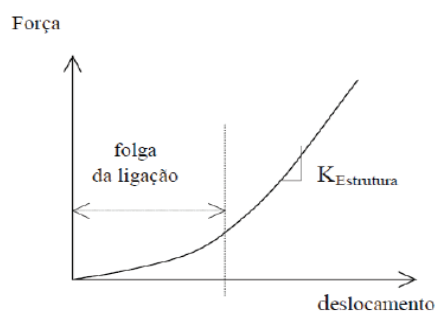
Figura 2-24 Piso característico de um edifício pombalino; a) desenho esquemático; b) situação real, com paredes de frontal e de tabique,[44] [42]

2.3.1 Ensaios experimentais paredes de frontal

Foram realizados ao longo do tempo ensaios experimentais sobre paredes de frontal, para avaliar o comportamento dos mesmos face às ações horizontais. Os resultados desses ensaios foram posteriormente comparados com os resultados obtidos através de modelos numéricos. Como resultado dessa comparação, conclui-se que os modelos numéricos sobrestimavam sempre a rigidez dos modelos experimentais, sendo identificadas 3 causas: 1) as ligações de extremidade das diagonais tracionadas da Gaiola, inicialmente consideradas no modelo analítico, não tinham capacidade de transmitir as forças de tração mobilizáveis nas diagonais; 2) a alvenaria quase não contribuía para a rigidez dos painéis, pois tende a destacar-se das peças de madeira da Gaiola quando o conjunto se começa a deformar, Figura 2-25; 3) as folgas nas ligações entre barrote permitem deformações iniciais antes de mobilizar as diagonais comprimidas Figura 2-25 [2]. Um estudo realizado posteriormente afirma que a alvenaria de enchimento tem como principal objetivo impedir a encurvadura da diagonal comprimida [42].



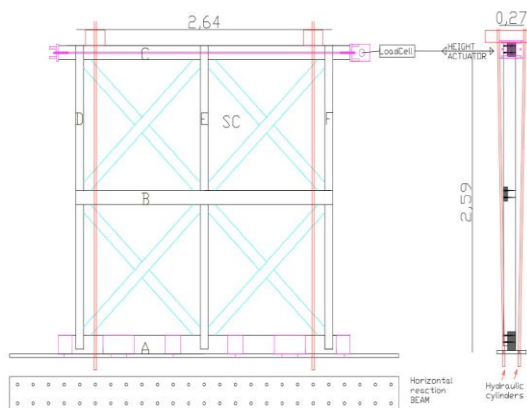
a)



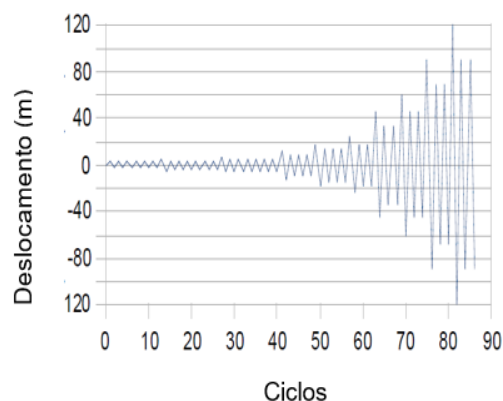
b)

Figura 2-25 Rigidez do modelo numérico: a) destacamento da alvenaria; b) folgas na ligação [2]

A tese de Doutorado de Helena Meireles [43], realizada no IST, teve como objetivo criar um macro elemento numérico das paredes frontal com base em ensaios realizados em laboratório, para sua integração no programa de cálculo 3Muri, apresentando-se sucintamente a parte do estudo referente ao ensaio experimental e à sua modelação numérica. Para a realização do ensaio experimental foram ensaiados três espécimes, SC1, SC2 e SC3. Na Figura 2-26 a) apresenta-se o esquema do ensaio e na Figura 2-26 b) o carregamento cíclico aplicado.



a)



b)

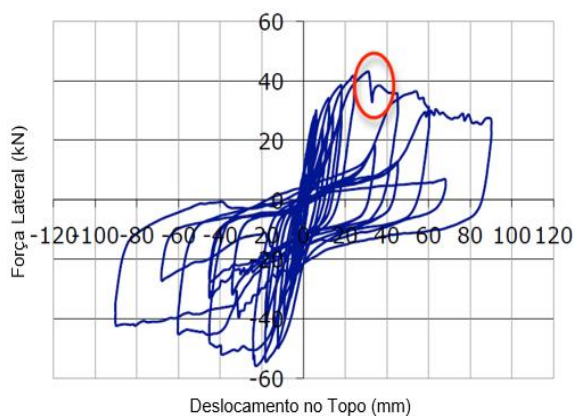
Figura 2-26 Características ensaio experimental: a) esquema do ensaio; b) carregamento cíclico [43]

Na Figura 2-27 apresenta-se o modelo experimental ensaiado.



Figura 2-27 Parede de Frontal Ensaçada por Meireles [43]

Na Figura 2-28 a), apresenta-se a curva de histerese obtida para o ensaio experimental do espécime SC1. A rutura dos elementos de madeira ocorre na zona superior do espécime como indicado na Figura 2-28 b). Para deslocamentos na ordem dos 30mm inicia-se a fendilhação dos elementos de madeira assinalado através de um círculo a vermelho na curva de histerese, onde é visível a partir desse deslocamento uma redução da capacidade resistente das paredes de frontal. Ainda na Figura 2-28 b) é possível visualizar que as conexões não funcionam a esforços de tração devido à folga existente. Para evitar a rutura na zona superior do espécime, reforçaram-se os espécimes SC2 e SC3 na zona superior para simular a continuidade dos elementos verticais, devido aos espécimes simularem paredes situadas no primeiro piso.



a)



b)

Figura 2-28 Análise de resultados da parede SC1: a) curva de histerese; b) mecanismo de colapso [43]

Na Figura 2-29 a), apresenta-se a curva de histerese obtida para o ensaio experimental do espécime SC2, o modo de colapso é a encurvadura da diagonal ilustrada na Figura 2-29 b). O mecanismo de colapso iniciou-se para valores no intervalo de 65-70 mm na direção positiva, assinalado na curva de histerese com um círculo a vermelho.

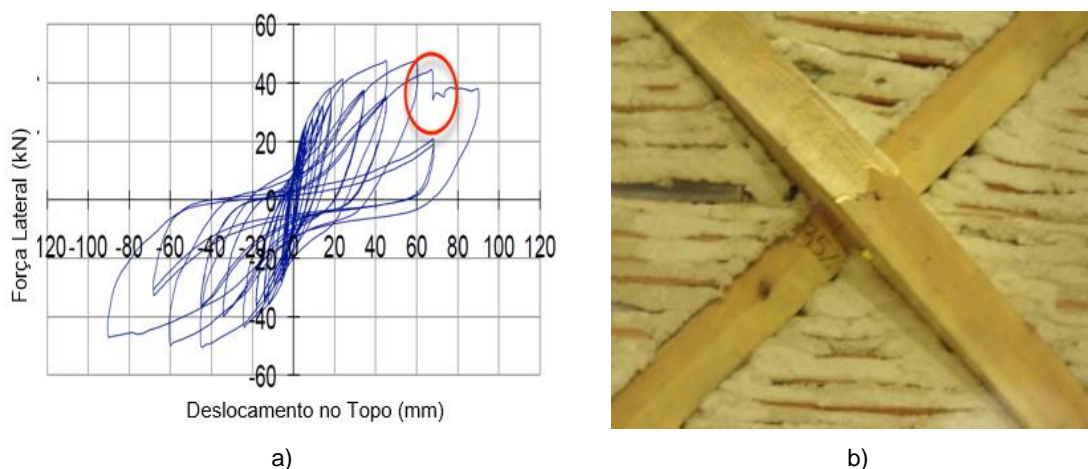


Figura 2-29 Análise de resultados da parede SC2: a) curva de histerese; b) mecanismo de colapso [43]

Na Figura 2-30 a), apresenta-se a curva de histerese obtida para o ensaio experimental do espécime SC3. A mesma diagonal que tinha encurvado no espécime SC2 volta a encurvar agora no espécime SC3, sendo marcado com um círculo a vermelho o início da encurvadura. Na direção negativa outra diagonal entra em rutura sendo marcado na curva de histerese a verde. Neste ensaio optou-se por levar o espécime SC3 até ao seu colapso total representado na Figura 2-30 b), tendo ocorrido para um valor de deslocamento no topo de 120 mm

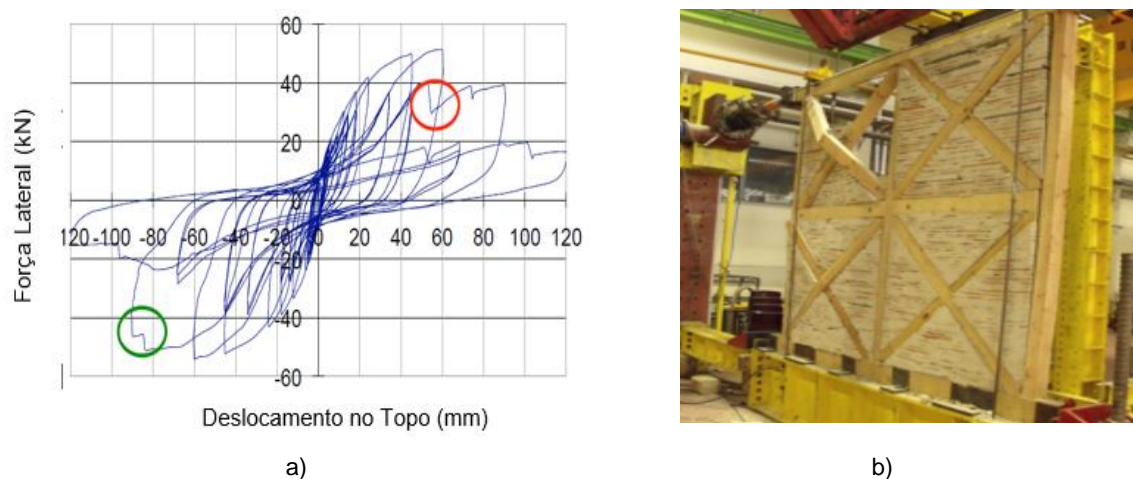


Figura 2-30 Análise de resultados da parede SC3: a) curva de histerese; b) mecanismo de colapso [43]

Pode-se concluir pela análise dos resultados anteriores que a resposta das paredes frontais caracterizada por um comportamento não linear e altamente dúctil.

Os resultados obtidos permitem a definição de uma curva de capacidade experimental, representada na Figura 2-31, devendo auxiliar a construir futuros modelos analíticos das paredes de frontal.

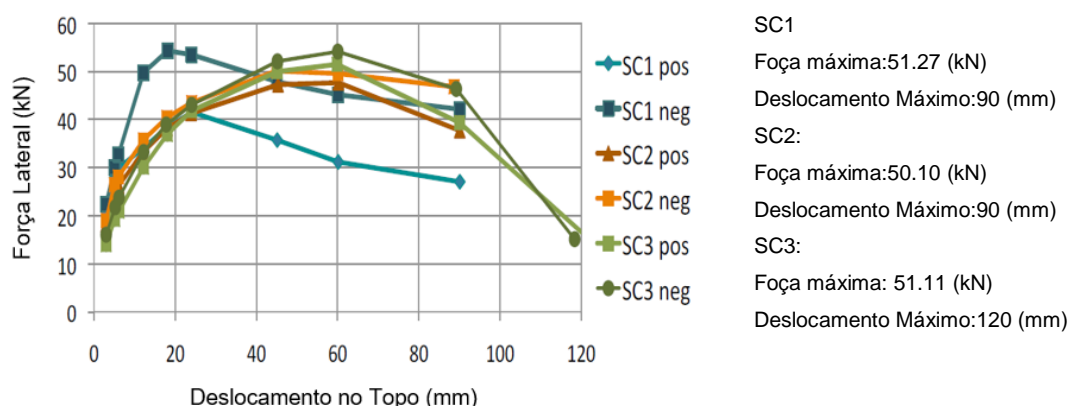


Figura 2-31 Curva experimental dos ensaios realizados [43]

Com base nas curvas de histerese experimentais, foram criadas rotinas computacionais de correspondente representação analítica, que serviram para a simulação numérica de diversas configurações de paredes de frontal, como visualizadas na Figura 2-32 a), sendo desenvolvidas curvas de capacidade para as configurações de paredes de frontal, representadas na Figura 2-32 b).

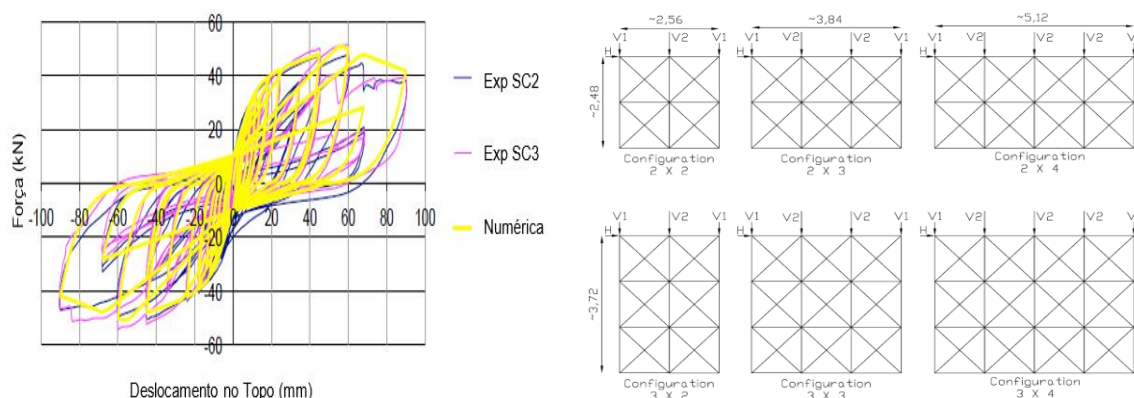


Figura 2-32 Modelos analíticos: comparação entre curvas de histerese experimentais e numéricas; b) configurações de paredes de frontal [43]

Utilizando os resultados obtidos dos ensaios experimentais e através de um modelo numérico realizado em SAP200, obtém-se as curvas de capacidade representadas na Figura 2-33.

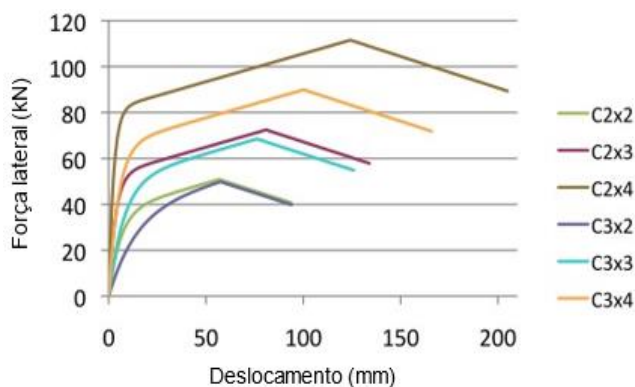


Figura 2-33 Curvas de Capacidade, modelos numéricos [43]

2.3.2 Influência das paredes de frontal no comportamento de edifícios Pombalinos

A influência da Gaiola num edifício pombalino foi estudada por Ramos [45]. Foram criados 2 modelos numéricos no programa de cálculo DIANA. Um primeiro modelo numérico em que se modelaram os pavimentos e as paredes frontais, representado na Figura 2-34 a), e um segundo modelo numérico, em que se modelaram apenas as paredes exteriores, representado na Figura 2-34 b).

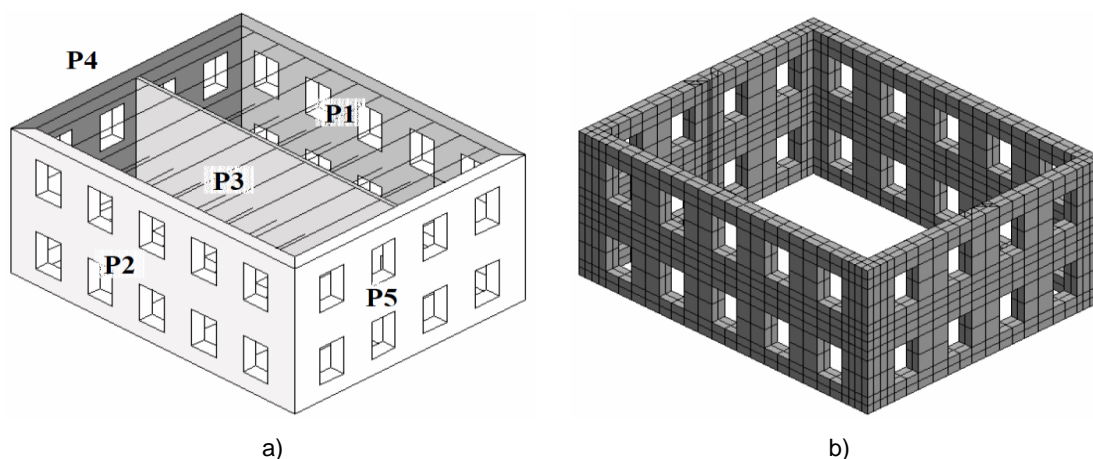


Figura 2-34 Modelos numérico: a) modelo com pavimentos e paredes de frontal; b) modelo apenas com paredes exteriores modeladas [45]

Através de uma análise não-linear, compararam-se os resultados obtidos com os dois modelos actuais por um sismo perpendicular às paredes P4 e P5, sendo possível concluir que a consideração da parede de frontal reduz os esforços nas paredes paralelas à ação do sismo (P1 e P2), no caso das paredes perpendiculares ao sismo (P4 e P5) a parede P4 é beneficiada enquanto a parede P5 é prejudicada pelo aumento da força de corte basal. Na Figura 2-35, apresenta-se a percentagem da força de corte basal que cada parede têm com e sem a consideração das paredes de frontal.

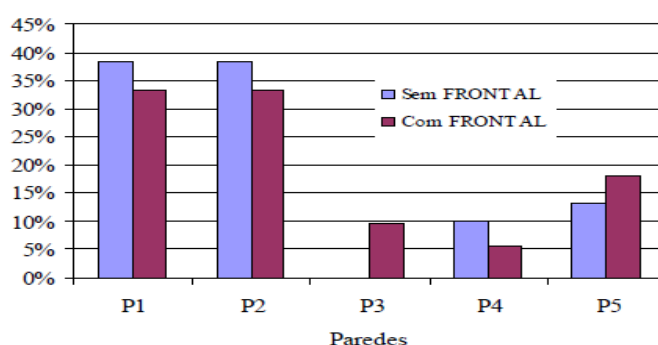


Figura 2-35 Corte basal das paredes que constituem os modelos numérico [45]

Conclui-se para o caso em que a ação do sismo é na direção da maior dimensão em planta, que a não consideração do frontal é conservadora relativamente às paredes paralelas à ação do sismo, sendo estas as paredes que mais resistem à ação do sismo. No entanto, para mecanismos para fora do plano a não consideração da parede de frontal pode ser contra a segurança para o caso da parede P5 e P4 [45].

A contribuição das paredes de frontal para a força de corte basal de um edifício pombalino, foi também estudado por Meireles [43]. Neste estudo o programa de cálculo utilizado foi o 3Muri versão

científica. O estudo consistiu numa análise pushover do edifício pombalino. Na Figura 2-36 a), apresenta-se a numeração em planta das paredes constituintes do edifício, e na Figura 2-36 b), apresenta-se as correspondentes curvas de capacidade.

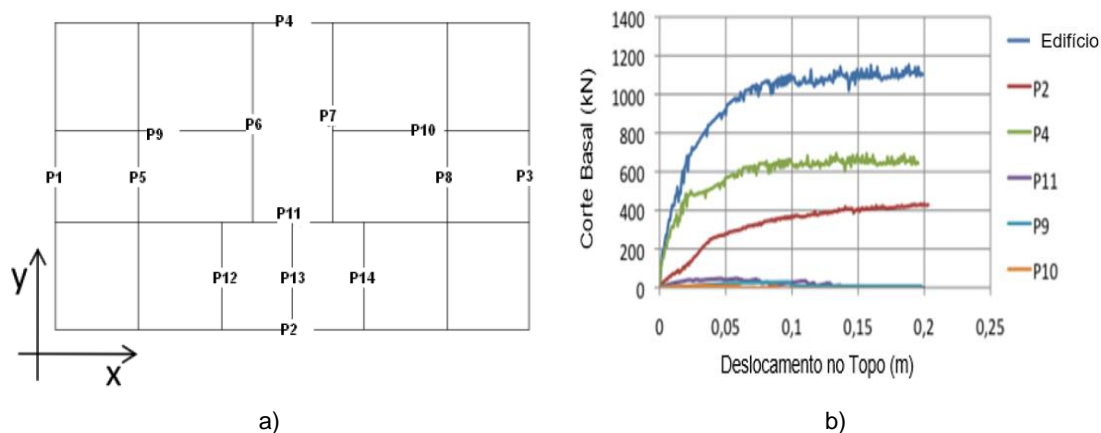


Figura 2-36 Análise pushover do edifício pombalino: a) numeração das paredes; b) curvas de capacidade para as paredes constituintes do edifício [46]

Como é possível observar, a contribuição das paredes de frontal não é negligenciável, mas a sua contribuição para a força de corte basal do edifício pombalino é pequena. Esta situação deve-se à grande rigidez das paredes exteriores em relação às paredes de frontal. Concluindo-se novamente que não modelação das paredes de frontal para a avaliação de mecanismos no plano é conservativa.

A influência das paredes de frontal num edifício pombalino foi também alvo de estudo por (Cardoso, Lopes; Bento) [47] onde foi analisado um edifício pombalino através de análise dinâmicas lineares utilizando o programa de cálculo SAP2000. Através de uma análise modal, verifica-se que as paredes de frontal contribuem para o aumento da rigidez global da estrutura devido às seguintes razões: i) as frequências do edifício sem gaiola são menores do que as do edifício com gaiola, sendo estas representadas na Figura 2-37; ii) por observação das configurações modais dos dois edifícios, a presença da gaiola impede o aparecimento de modos locais das paredes de alvenaria; iii) as paredes da gaiola que unem duas paredes de alvenaria paralelas entre si compatibilizam o movimento destas paredes para movimentos para fora do seu plano.

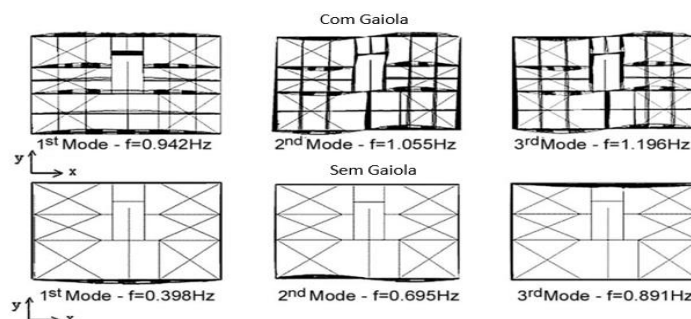
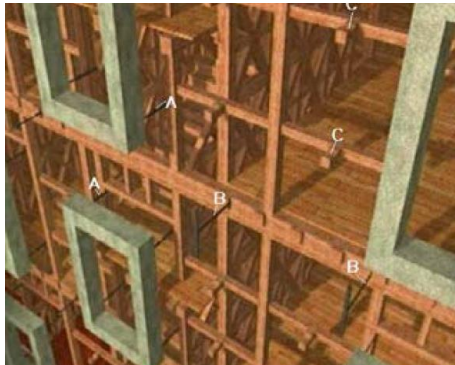


Figura 2-37 Resultados da análise modal do edifício pombalino [47]

A principal conclusão deste estudo, refere novamente que as paredes de frontal devem ser consideradas na análise da formação do mecanismo de colapso para fora do plano, e por isso a localização destes elementos, a sua geometria e seu estados de conservação devem ser analisados num caso real. A eficácia das paredes de frontal na redução dos mecanismos para fora do plano irá depender da qualidade e do tipo de ligação entre os frontais de madeira da gaiola e a parede de alvenaria exterior [47]. Na Figura 2-38, a) apresenta-se uma ligação tipo entre uma parede de frontal e uma parede de alvenaria de pedra ordinária, e na Figura 2-38 b) um caso real de ligação através de um ferrolho.



a)



b)

Figura 2-38 Ligação entre gaiola pombalina e a parede alvenaria exterior: a) desenho esquemático, A e B são ferrolhos de ligação à cantaria e parede de alvenaria; b) exemplo de um ferrolho de ligação à cantaria real [42] [12]

Com base nos estudos apresentados pode-se concluir que para análise dos mecanismo no plano a não consideração das paredes de frontal é uma análise conservativa. Mas se forem considerados mecanismos para fora do plano, ou se considerar um modelo numérico em que sejam avaliados os mecanismos no plano e para fora deste simultaneamente, deverá se considerar a influência das paredes de frontal, pois são estas que fazem com que o edifício tenha um comportamento do tipo “caixa”.

3 Vulnerabilidade Sísmica de Edifícios

No presente capítulo aborda-se os métodos que permitem determinar a vulnerabilidade sísmica de edifícios, sendo numa primeira fase realizada uma descrição genérica dos vários métodos disponíveis na literatura, passando-se depois para uma análise mais detalhada dos métodos utilizados na presente dissertação.

A vulnerabilidade sísmica de um edifício pode ser descrita como a sua suscetibilidade ao dano devido à ocorrência de um sismo. A sua avaliação tem como objetivo determinar a probabilidade de um dado nível de dano ocorrer em função da intensidade da ação sísmica. Existem diversos métodos para a avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios: métodos empíricos; métodos analíticos; e métodos híbridos [48]. De seguida apresenta-se de forma genérica os métodos para avaliação da vulnerabilidade sísmica.

Métodos Empíricos: São baseados na relação entre a observação de danos em edifícios após a ocorrência de um sismo e a intensidade do mesmo. Um dos métodos mais conhecidos é o método de matrizes de probabilidade de dano (DPM), que indica a probabilidade de dano um edifício para uma determinada ação sísmica [49]. Estes métodos são indicados para locais onde o registo de sismos passados tenha sido realizado juntamente com o registo dos danos ocorridos nos edifícios [50]. Apresentado como vantagem o facto de serem baseados na observação real dos danos [51], adequando-se a uma escala mais macro e generalizada, como seja ao nível de freguesias, municípios ou regiões [52].

Métodos Analíticos: Avaliam o dano sísmico numa estrutura, utilizando uma abordagem puramente teórica, baseando-se na estimativa da distribuição de danos, obtida através de análises numéricas. A ação sísmica é introduzida no modelo de análise para avaliar-se a resposta mecânica da estrutura [49] [48]. Este método permite determinar a vulnerabilidade calculada ou prevista, ao contrário dos métodos empíricos que permitem determinar a vulnerabilidade observada [53].

O método aplica-se em geral em áreas onde as técnicas construtivas e o comportamento mecânico das estruturas em análise é bem conhecido, permitindo prever a vulnerabilidade duma estrutura, podendo assim produzir cenários futuros que ajudam a definir estratégias de prevenção da vulnerabilidade sísmica de edifícios ou a uma escala mais macro. Como exemplos de alguns métodos analíticos aplicados a estruturas de alvenaria referem-se os: métodos baseados no espectro de capacidade HAZUS [54], que utiliza análises estáticas não lineares, definindo a vulnerabilidade através de curvas de fragilidade, aplicado no estudo de Lamego [55]; métodos baseados nos mecanismos de colapso [56]; N2 definido no EC8 que permite avaliar o desempenho sísmico de uma estrutura para uma dada ação sísmica através de análises estáticas não lineares referido no estudo de Bento [8]; análise dinâmica incremental (IDA), definindo a vulnerabilidade sísmica através de curvas de fragilidade [57].

Métodos Híbridos: São a combinação dos métodos empíricos e analíticos [52]. Estes métodos tornam-se vantajosos em duas situações: quando se aplica o método empírico e existe alguma falta de informação sobre os danos ocorridos numa dada estrutura para uma certa intensidade sísmica podendo assim ser complementado com modelos analíticos; ou utilizado para calibração de modelos analíticos com recursos dos resultados obtidos através dos métodos empíricos [48].

Na presente dissertação utiliza-se os métodos analíticos, onde são utilizadas análises estáticas não lineares avaliando o desempenho sísmico pelo método N2 proposto no EC8 e uma análise dinâmica incremental para a definição da vulnerabilidade sísmica através de curvas de fragilidade.

3.1 Análise da resposta não linear

A análise da resposta não linear da estrutura é feita através de análises estáticas não lineares e através de uma análise dinâmica incremental, sendo as mesmas apresentadas de seguida.

3.1.1 Análise estática não linear

A análise estática não linear consiste na imposição de um carregamento lateral incremental à estrutura, de acordo com um padrão de forças previamente definido, devendo realizar-se o incremento de forças até que o seu valor atinga um critério predefinido que defina o colapso da estrutura. O resultado é então obtido sobre a forma de uma curva força-deslocamento designada com curva de capacidade resistente, em que o eixo das abcissas representa o deslocamento no ponto de controlo da estrutura, normalmente situado no topo do edifício e alinhado com o centro de massa, no eixo das ordenadas é representada a força de corte basal da estrutura. Na Figura 3-1, apresenta-se um exemplo de uma curva de capacidade resistente.

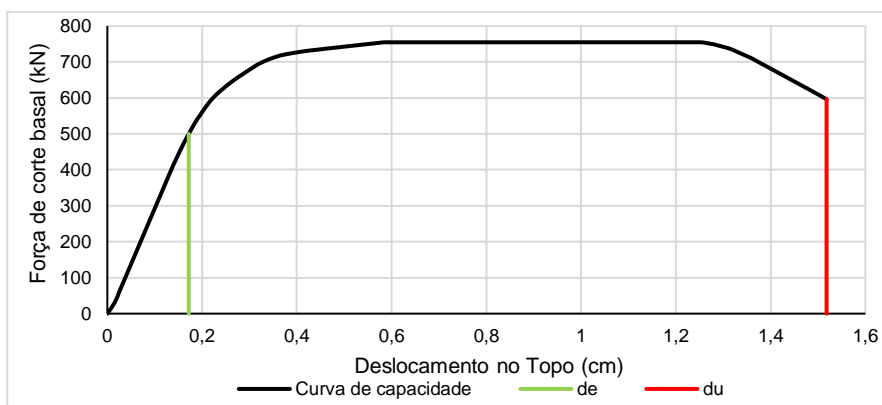


Figura 3-1 Exemplo de uma curva de capacidade definição.

A curva de capacidade tem uma fase elástica até atingir o deslocamento de cedência (d_e), a partir desse ponto o comportamento da estrutura entra em regime não linear, caracterizado por uma degradação da rigidez da estrutura. O colapso ocorre quando a estrutura atinge a rutura para um deslocamento último (d_u), correspondente ao ponto no qual a força de corte basal tem uma redução

de valor de 20% do seu valor máximo, definido segundo o EC8. São utilizados dois tipos de padrões de carregamento na presente dissertação, ambos sugeridos no EC8: distribuição uniforme; distribuição modal.

Análise do desempenho Sísmico - Método N2:

O método N2, tem como objetivo a determinação do deslocamento alvo, correspondendo ao deslocamento esperado na ocorrência de um sismo. A sua determinação é realizada a partir do espectro de resposta elástica da estrutura, sendo de seguida apresentados os passos necessários para sua determinação.

Transformação de NGDL em 1GDL: É realizada através da aplicação do coeficiente de transformação Γ , determinado pela seguinte equação:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \quad (3.1)$$

onde,

m^* : massa de um sistema de 1 GDL.

m_i : massa por piso do sistema de NGDL.

ϕ_i : deslocamentos normalizados em relação ao nó de controlo.

Na equação na (3.2), apresenta-se transformação de uma sistema de NGDL num sistema de 1GDL, onde F^* representa a força de corte basal de um sistema de 1GDL e d^* o deslocamento correspondente, F_b e d_n , representam, a força de corte basal e o deslocamento do nó de controlo com NGDL.

$$\begin{cases} F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \\ d^* = \frac{d_n}{\Gamma} \end{cases} \quad (3.2)$$

Bilinearização da curva de capacidade: Deverá traduzir um comportamento elástico-perfeitamente plástico, sendo a curva bilinearizada caracterizada pela força de cedência F_y^* , pelo respetivo deslocamento de cedência d_y^* , e ainda pelo deslocamento ultimo d_m^* . A sua rigidez inicial deve ser definida de forma as áreas sob as curvas de força-deslocamento reais e idealizadas sejam iguais.

Na Figura 3-2, apresenta-se a bilinearização de uma curva de capacidade onde a área com a tonalidade mais escura devem ser igual à área representada pela tonalidade mais clara.

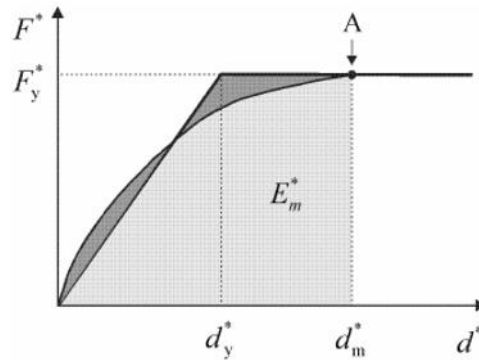


Figura 3-2 Determinação da bilinearização da curva de capacidade do sistema de 1GDL [58]

Para as áreas serem iguais a força de cedência F_y^* , deve ser igual à força de corte basal para formação do mecanismo plástico assinalado na Figura 3-2, com a letra A, sendo o deslocamento correspondente d_m^* . Os valores de F_y^* e d_m^* , são obtidos do sistema de NGDL, aplicando a equação (3.2), à presente situação como indicado pelas seguintes equações:

$$\begin{cases} F_y^* = \frac{F_y}{\Gamma} \\ d_m^* = \frac{d_m}{\Gamma} \end{cases} \quad (3.3)$$

O deslocamento de cedência é calculado utilizando a seguinte equação:

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \quad (3.4)$$

em que E_m^* é a energia de deformação real até à formação do mecanismo plástico.

O período do sistema de 1GDL pode ser determinado utilizando a seguinte equação:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \quad (3.5)$$

Determinação do deslocamento alvo: É realizado através da intersecção entre os espectros de resposta da ação sísmica e o espectro de capacidade da estrutura no formato Aceleração-Deslocamento, com é representado na Figura 3-3.

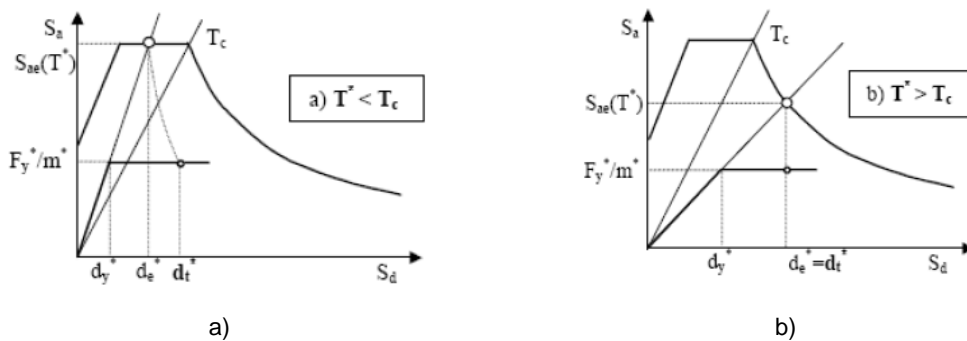


Figura 3-3 Determinação do deslocamento objetivo do sistema de 1 GDL equivalente para: a) períodos baixos; b) períodos médios ou longos, [59]

Para um comportamento elástico, o deslocamento objetivo d_{et}^* , é dado pela seguinte equação, onde $S_e(T^*)$, representa o valor espectral elástico da aceleração correspondente a T^*

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2 \quad (3.6)$$

A determinação do deslocamento objetivo d_t^* depende das características dinâmicas do sistema, assim:

Para $T^* < T_c$ (períodos curtos)

- Se $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$, ou seja a estrutura apresenta um comportamento elástico:

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.7)$$

- Se $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, ou seja a estrutura apresenta um comportamento inelástico:

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} (1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*}) \geq d_{et}^* \quad (3.8)$$

com q_u dado pela seguinte equação:

$$q_u = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*} \quad (3.9)$$

Para $T^* \geq T_c$ (períodos médios e longos)

$$d_t^* = d_{et}^* \quad (3.10)$$

Desempenho sísmico: Determinado o deslocamento alvo torna-se possível avaliar o desempenho sísmico da estrutura, devido a este ser o deslocamento esperado no nó de controlo da estrutura durante a ocorrência de um sismo. Através dos resultados obtidos da análise estática não linear em forma de uma curva de capacidade resistente é possível por exemplo determinar a força de corte basal corresponde ao deslocamento objetivo determinando assim os esforços sísmicos previsto na estrutura, podendo ainda ser verificado outras exigências sísmicas preconizadas no EC8.

3.1.2 Análise dinâmica não linear incremental.

Estas análises consistem em submeter o modelo numérico a uma ação sísmica através de um acelerograma que pode ser obtido através de um registo de um sismo ocorrido ou criando artificialmente [60].

A análise dinâmica não linear incremental (IDA) consiste em realizar múltiplas análises dinâmicas não lineares utilizando uma série de acelerogramas devidamente escalados para vários níveis de intensidade de modo que a estrutura tenha uma resposta que seja caracterizada desde da sua fase elástica até ao seu colapso. Os resultados obtidos são designados como curvas IDA, em que no eixo das abcissas é representado por uma intensidade sísmica escalada e para o eixo das ordenadas é selecionado um parâmetro estrutural de resposta que se considere mais adequado para os objetivos da análise [61] [62].

Na Figura 3-4, apresenta-se duas curvas IDA com diferentes parâmetros de controlo definidos. Na Figura 3-4 a) os parâmetros de controlo são para o eixo das abscissas a intensidade sísmica medida em PGA e no eixo das ordenadas o deslocamento no topo da estrutura. Na Figura 3-4 b) realiza-se uma analogia à análise estática não linear (PA), em que os parâmetros de controlo para o eixos da abscissas é o deslocamento no topo da estrutura e para o eixo das ordenadas é a força de corte basal, este tipo de curva IDA é geralmente designada como “Pushover Dinâmico”, sendo que para a construção desta curva IDA deve-se ter em conta que o sistema é desacoplado, ou seja a máxima força de corte basal pode não ocorrer no mesmo instante em que se verifica o deslocamento máximo no topo da estrutura. Importa ainda referir que a curva IDA para o “Pushover Dinâmico”, tem em geral maior força de corte basal que a curva de capacidade obtida pela análise estática não linear [63].

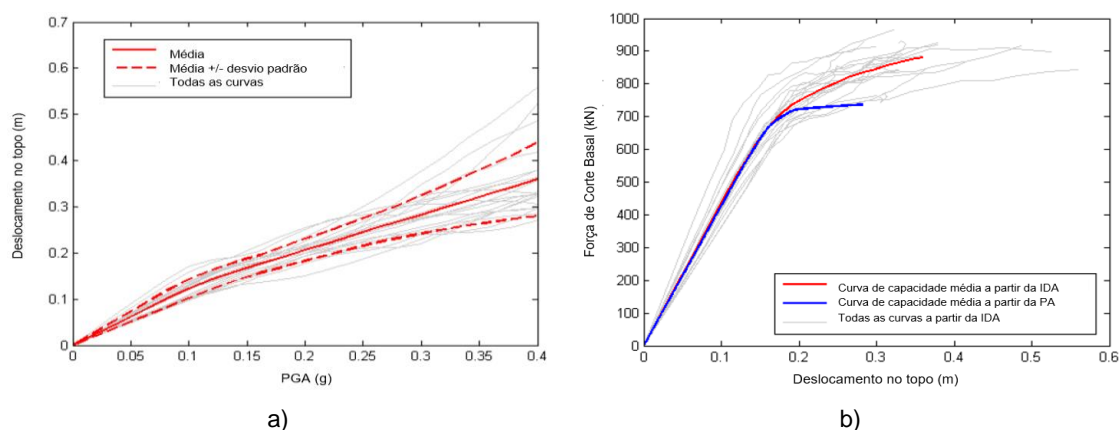


Figura 3-4 Curvas IDA: a) relação entre PGA e deslocamento no topo; b) relação entre deslocamento no topo e força de corte basal; Adaptado [63].

Na presente dissertação a intensidade sísmica é medida em termos de PGA, que representa a aceleração de pico do solo e o parâmetro estrutural de resposta será o deslocamento máximo e a respetiva força de corte basal. Em relação aos acelerogramas estes são gerados artificialmente através de uma rotina desenvolvida em MATLAB pelo Professor Corneliu Cismasiu e pelo Professor José Ferreira do DEC da FCT-UNL.

3.1.3 Curvas de fragilidade

As curvas de fragilidade representam a probabilidade de excedência de um determinado estado de dano para uma dada intensidade sísmica [51]. As curvas de fragilidade podem ser obtidas através de métodos empíricos, analíticos, baseados no julgamento dos peritos e híbridos. No caso dos métodos empíricos destaca-se o trabalho realizado por Rota e seus colaboradores, sendo determinadas as curvas de fragilidade com base nos danos observados após a ocorrência de um sismo [64]. Em relação aos métodos analíticos podem ser realizadas através de uma análise do espectro de capacidade ou na análise dinâmica não linear incremental [51]. No caso do método baseado no espectro de capacidade refere-se o estudo realizado por Meireles [43]. Em relação à análise dinâmica incremental refere-se o trabalho realizado por Rota e os seus colaboradores [57].

A avaliação da vulnerabilidade sísmica através de IDA consiste na observação do dano esperado de uma estrutura devido à ação sísmica, para ser realizada essa avaliação do dano esperado é necessário uma definição dos estados limite de dano. A sua definição na presente dissertação tem por base nos estados limites de dano definidos no RISK-EU [65], sendo aplicados no estudo de Barbat e seus colaboradores [66], a edifícios de betão armado e de alvenaria. Na equação (3.11) são definidos os estados de limite de dano.

$$\begin{aligned}DS_1 &= 0.7D_y \\DS_2 &= D_y \\DS_3 &= DS_2 + 0.25(D_u - D_y) \\DS_4 &= D_u\end{aligned}\tag{3.11}$$

Os estados de dano determinam o nível de dano possível de ocorrer numa estrutura sendo: DS1, dano ligeiro; DS2 dano moderado; DS3 dano severo; DS4 dano extenso ou colapso. Na Figura 3-5, apresenta – se a bilinearização de uma curva de capacidade dinâmica onde as áreas a azul e cinzenta devem ser iguais e a identificação dos respetivos estados limite de dano.

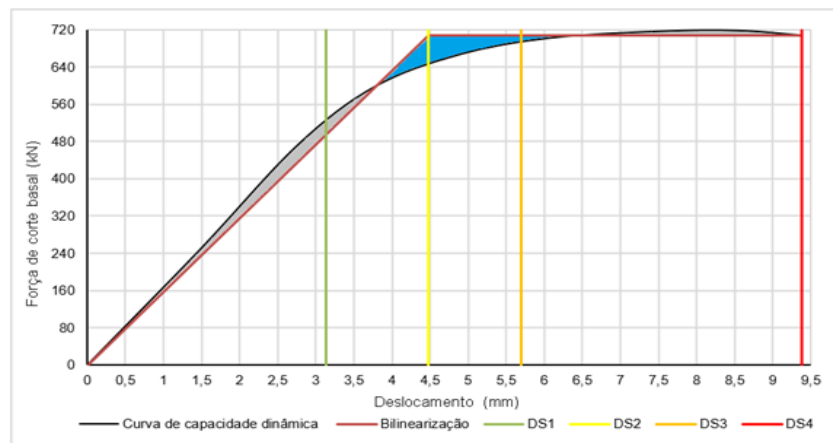


Figura 3-5, apresenta-se um exemplo da bilinearização de uma curva de capacidade dinâmica e identificação dos respetivos estado limites de dano.

Na Figura 3-6 apresenta-se um exemplo onde se determina a vulnerabilidade sísmica obtida através de uma curva de fragilidade utilizando análise dinâmicas não lineares, outro exemplo de aplicação idêntico pode ser consultado no estudo de Perdigão [67].

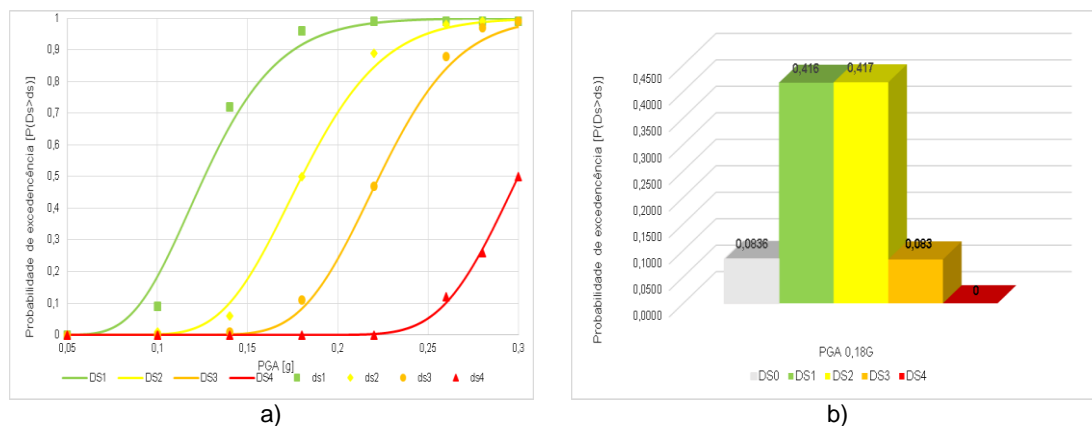


Figura 3-6 Exemplo da determinação da vulnerabilidade sísmica através de curvas de fragilidade: a) curvas de fragilidade; b) probabilidade de dano para o PGA de 0,18g,

Na literatura de especialidade existem várias propostas para a definição dos estados limite de dano, como: os definidos na tese de doutoramento de Giovinazzi [68]; no estudo realizado por Magenes e seus colaboradores [69] ; e no estudo realizado por Lagomarsino e Cattari [70]

Para a definição das curvas de fragilidade a probabilidade de excedência de um certo nível de dano é definida no documento HAZUS, é obtida através da utilização de uma distribuição cumulativa lognormal, representada na equação (3.12).

$$P[ds/S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (3.12)$$

onde:

S_d : valor do deslocamento espectral.

ds : representa o estado de dano.

$S_{d,ds}$: valor mediano do deslocamento espectral.

β_{ds} : desvio padrão do logaritmo natural do deslocamento espectral.

Φ : representa a função de distribuição cumulativa normal.

A determinação da curva de fragilidade, tem associadas algumas incertezas, relativas às propriedades mecânicas dos materiais de construção e à ação sísmica [57] [71] [51]. Uma forma de avaliar essa incerteza foi proposta no trabalho de Rota e seus colaboradores [57], onde foi assumido um intervalo de valores, máximo e mínimo para as propriedades mecânicas. A variação dos parâmetros foi realizada considerando uma distribuição normal em que o valor médio corresponde à média do intervalo de valores definido para parâmetro analisado. O número de amostras, são determinadas pelo algoritmo de Monte Carlo de modo que o desvio padrão das amostras seja constante. A ação sísmica foi definida com recurso registo de sismos ocorridos, com a intensidade definida em PGA e escalada: 0.05g; 0.10g; 0.15g; 0.20g; 0.25g; 0.3g. As influências de cada uma das incertezas anteriormente mencionadas foram comparadas, demonstrado que a incerteza da ação sísmica é superior à incerteza das propriedades dos materiais, sendo referido pelo autor que mais estudos devem ser realizados para confirmar os resultados obtidos.

Na presente dissertação a definição das incertezas associadas às propriedades mecânicas da alvenaria de pedra e da ação sísmica são devidamente definidas no Capítulo 7.

4 Modelação de Paredes de Alvenaria.

A modelação de paredes de alvenaria pode ser realizada utilizando o método dos elementos finitos ou o método dos elementos discretos [72] [73].

O método de elementos discretos inicialmente proposto por Cundall em 1971, foi originalmente aplicado na área da mecânica das rochas [73]. O método é caracterizado pela modelação dos materiais como blocos distintos interagindo ao longo das suas fronteiras. Nos estudos desenvolvidos por Lemos e por Alexandris e seus colaboradores [74], modela-se um edifício de alvenaria de pedra com recurso ao programa e calculo 3DEC. Utilizando uma modelação mais simplificada, Calìo e seus colaboradores desenvolvem ao programa de cálculo 3DMacro [75]. Na presente dissertação o método dos elementos discretos não será utilizado pelo que de agora em diante apenas se aborda o método dos elementos finitos.

O método dos elementos finitos é o método numérico geralmente mais utilizado em estruturas de alvenaria [73]. Genericamente, a modelação pode ser realizada das seguintes formas: I) micro modelação detalhada, onde as unidades de alvenaria e as juntas são modeladas através de elementos contínuos, sendo o contato entre os dois materiais (unidade e junta), simulados por elementos de interface, Figura 4-1 b); II) micro modelação, onde as unidades de alvenaria são modeladas como “unidades expandidas”, onde o comportamento da junta da argamassa e da interface entre a junta e a unidade de alvenaria são simulados no mesmo elemento descontínuo, Figura 4-1 c); III) macro modelação onde as unidades de alvenaria, juntas de argamassa e a interface entre a argamassa e a unidade de alvenaria são simuladas num único material homogéneo, Figura 4-1 d) [76].

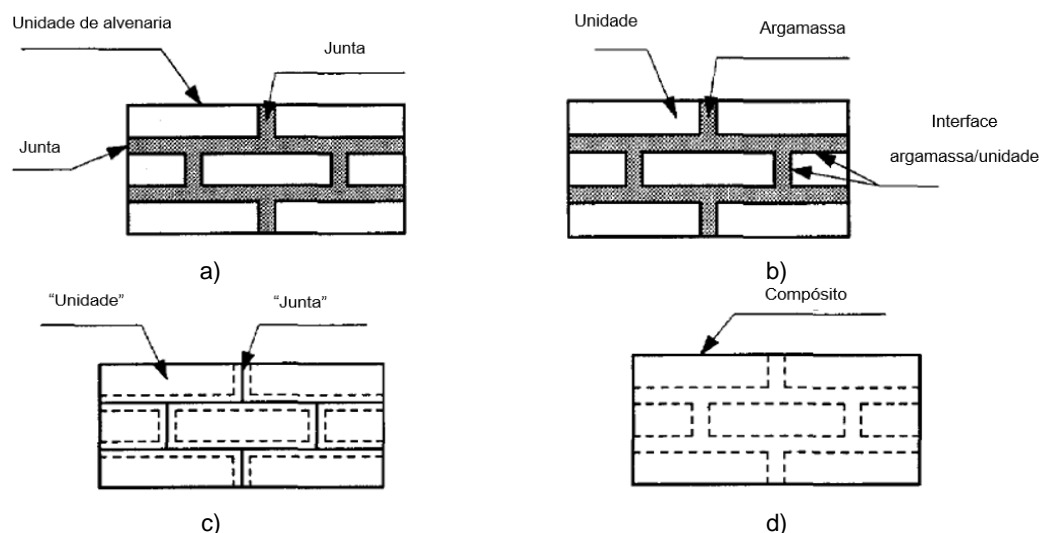


Figura 4-1 Opções de modelação: a) exemplo de uma parede de alvenaria; b) micro modelação detalhada; c) micro modelação; d) macro modelação; adaptado,[76].

Como exemplo da utilização da micro-modelação detalhada refere-se o trabalho realizado por Costa [72]. No caso da micro modelação refere-se a modelação numérica de um murete de alvenaria de pedra irregular no estudo de Vasconcelos [36].

Na Figura 4-2 a) apresenta-se o modelo real do murete e na Figura 4-2 b) o modelo numérico [77].

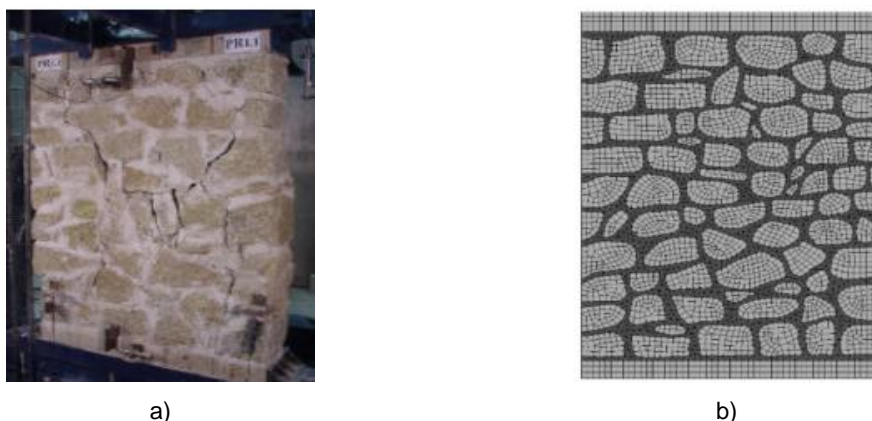


Figura 4-2 Murete parede de alvenaria de pedra ordinária: a) modelo Real; b) modelo numérico [77].

Na macro modelação é definido um modelo contínuo fictício equivalente com características que permitem a descrição do comportamento geral da alvenaria, onde as leis constitutivas são estabelecidas em termos de tensões e de deformações médias. Os macros modelos representam partes inteiras da estrutura, podendo ser utilizados elementos do tipo barra (frame), do tipo área (Shell) ou sólidos [72]. Como exemplo da macro modelação utilizando elementos área tem-se o trabalho realizado por Silva utilizando o programa de cálculo CAST3M [78] e por Mendes utilizando o programa de cálculo DIANA [79]. Na presente dissertação será utilizado o método dos elementos finitos, utilizando a macro modelação com elementos barra.

4.1 Macro modelação

A modelação das paredes de alvenaria com recurso à macro-elementos de barra é particularmente atraente, devido a ser um método de análise mais simples e que considera o comportamento não linear da estrutura com um reduzido esforço computacional quando comparado com outras opções de modelação mais detalhadas [1] [73] [80]. Estes métodos parecem ser mais apropriados para o dimensionamento e avaliação do comportamento sísmico de estruturas de alvenaria, encontrando-se devidamente validados [81]. Os métodos que utilizam a macro modelação têm como método base o método POR desenvolvido por Tomaževič em 1978 [81], sendo apresentado de seguida o método POR:

O Método POR foi formulado segundo as seguintes hipóteses: I) considera-se que os nembos estão ligados por lintéis rígidos e infinitamente resistentes, admite-se que os nembos apenas têm colapso por corte diagonal; II) a repartição das forças horizontais nos nembos, aplicadas a cada nível do pavimento (admitindo-se um comportamento de diafragma rígido), é proporcional à rigidez elástica dos nembos; III) os esforços normais aplicados sobre cada nembo são independentes das ações horizontais, conduzindo a soluções desequilibras; IV) a verificação da segurança é realizada piso por piso; V) a lei constitutiva dos nembos é do tipo elástica-perfeitamente plástico.[81].

O método POR é baseado nos danos observados em edifícios após a ocorrência de um sismo, admitindo apenas o colapso dos nembos por corte diagonal, mas que na realidade não se verifica como referido na secção 2.2.3, sendo esta uma limitação do método POR, devido ao tipo de edifícios observados, que contemplavam fachadas com nembos pouco esbeltos (reduzida relação altura/comprimento), com esforços normais moderados a elevados e constituídos por lintéis significativamente rígidos, originado em geral mecanismos por corte diagonal [82]. Na Figura 4-3 apresenta-se o método do cálculo da capacidade resistente de um edifício com o método POR, em que se baseia na soma das respostas bilineares definidas para um conjunto de nembos iguais

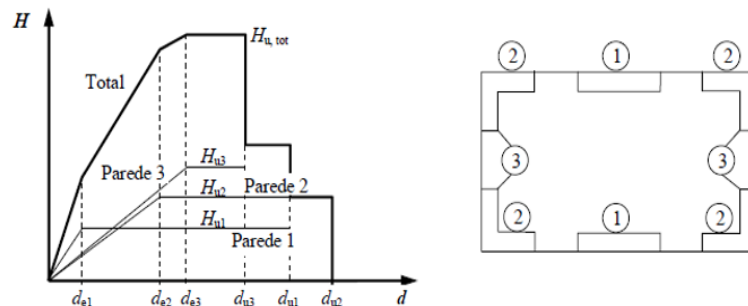


Figura 4-3 Princípio de cálculo do método POR para o piso genérico [82]

Os métodos mais recentes de macro elementos baseados no método POR têm sido desenvolvidos particularmente em Itália: 3Muri tendo o seu macro elemento originalmente proposto Gambarotta e Lagomarsino [83]; SAMII desenvolvido por Magenes e Fontana Della [6]. Os dois métodos referidos anteriormente definem um pórtico equivalente, sendo definidas zonas rígidas que ligam os lintéis aos nembos. Na Figura 4-4 apresenta-se as variáveis opções de modelação das zonas rígidas: na Figura 4-4 a) apresenta-se um exemplo de uma fachada da parede de alvenaria; na Figura 4-4 b) a idealização típica dos métodos 3Muri e SAM; Figura 4-4 c) idealização utilizando o método POR, com lintéis infinitamente rígidos; Figura 4-4 d) idealização sem contribuição dos lintéis.

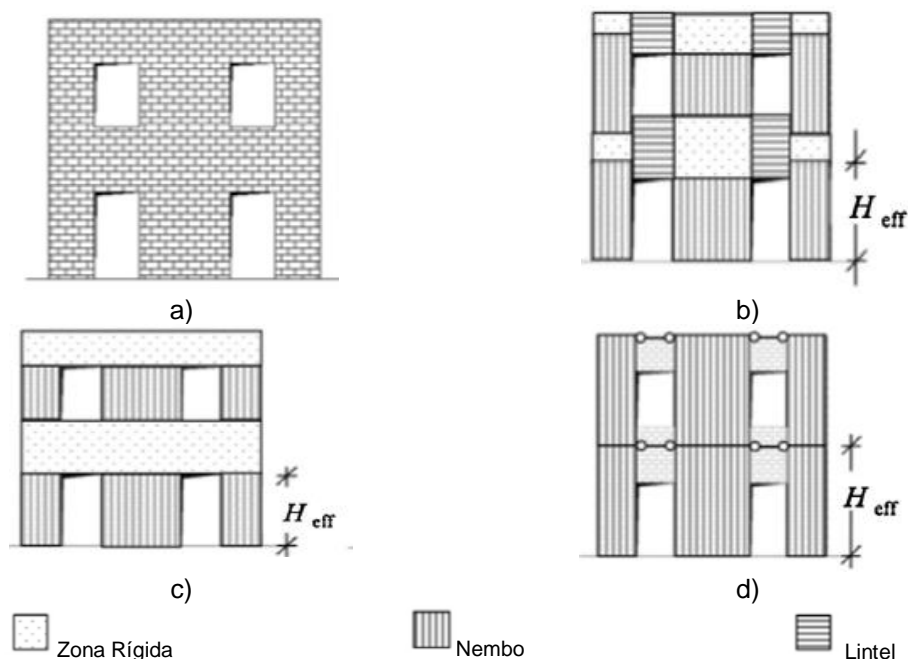


Figura 4-4 Definição de pórtico equivalente: a) fachada de alvenaria; b) métodos 3Muri e SAM; c) método POR; d) sem contribuição dos lintéis [7]

A modelação da contribuição dos lintéis deve estar entre a situação apresentada na Figura 4-4 c) e na Figura 4-4 d), situação que se verifica na idealização do pórtico equivalente tipicamente modelado pelos métodos 3Muri e SAM, onde se define uma zona rígida e não se despreza a contribuição dos lintéis [41].

Uma alternativa à modelação numérica utilizando o programa de cálculo SAM II, é a aplicação do método SAM utilizando o SAP2000 [84] [85]. A modelação da estrutura é realizada através de um pórtico equivalente, sendo definidas rótulas plásticas com o objetivo de modelar os mecanismos de rutura de flexão e corte [81]. Na Figura 4-5 apresenta-se os macros elementos utilizados em cada programa de cálculo: na Figura 4-5 a) no 3Muri; Figura 4-5 b) no SAM II; na Figura 4-5 c) no SAP2000.

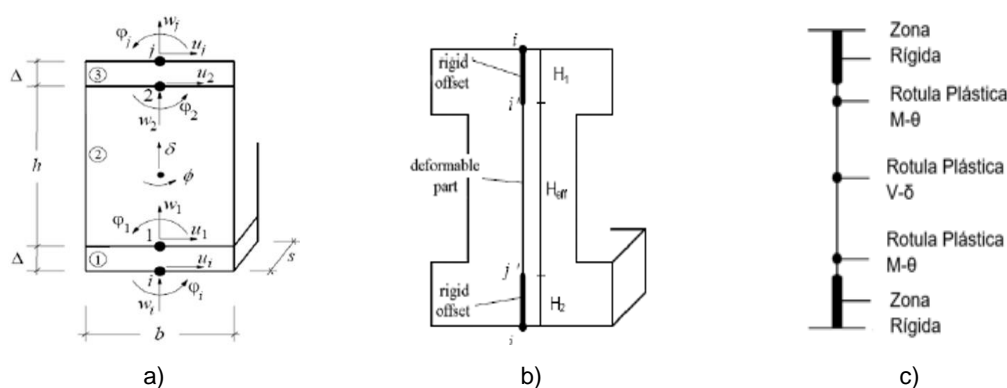


Figura 4-5 Macro- elementos utilizados em diversos programas de cálculo automático: a) 3Muri; b) SAMII; c) SAP2000, Adptado [81]

De seguida realiza-se uma descrição do método SAM e o método Tremuri.

4.2 Método SAM

O método SAM (Simplified Analysis Masonry Buildings), foi desenvolvido na Universidade de Paiva, por Magenes e Calvi (1996) e mais tarde modificado por Magenes e Della Fontana (1998), para permitir a análise estática não-linear [82].

As paredes de alvenaria são simuladas através da idealização de um pórtico equivalente com nos rígidos de dimensão não desprezável e com barras lineares deformáveis por corte e flexão correspondendo estas aos nembos (colunas) e lintéis (vigas) [29].

Na Figura 4-6, apresenta-se a idealização de um pórtico equivalente utilizando o método SAM.

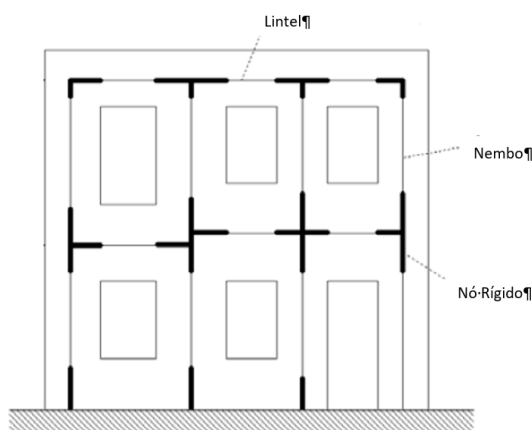


Figura 4-6 Idealização em pórtico equivalente duma parede de alvenaria método SAM; Adaptado [86]

A definição da altura efetiva de cada nembo que define a parte deformável do mesmo, tem por base a hipótese proposta por Dolce [87]. A proposta de Dolce baseia-se na observação de edifícios de alvenaria danificados por sismos, em que a fendilhação parece surgir a partir das extremidades dos nembos estendendo-se em linha reta até o seu extremo livre segundo uma linha inclinada com aproximadamente de 30°. Sendo depois ajustada por Dolce uma forma empírica com recurso a um programa de elementos finitos [82]. Na Figura 4-7 apresenta-se as relações geométricas para a definição da altura efetiva dos nembos proposta por Dolce.

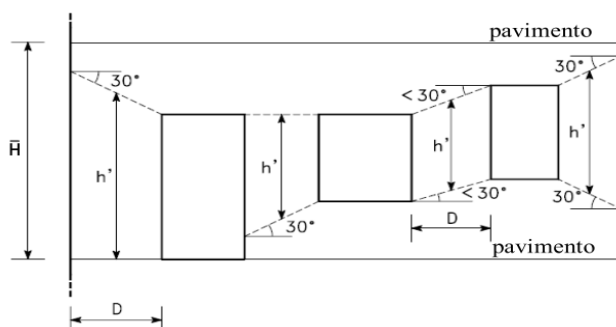


Figura 4-7 Modelo proposto por Dolce para definição da altura efetiva dos nembos [82]

Em que a expressão empírica que define a altura efetiva dos nembos é a seguinte:

$$H_{eff} = h' + \frac{1}{3} \cdot D \cdot \frac{(\bar{H} - h')}{h'} \quad (4.1)$$

onde:

H_{eff} :é a altura eficaz;

h' :é a altura resultante das relações geométricas na Figura 4-7

H :é a altura entre pisos;

H_1 e H_2 :são elementos de ligação (rígidos);

D :é a largura do elemento vertical;

No caso dos lintéis estes são considerados deformáveis para um dado comprimento eficaz. O seu comprimento eficaz é igual ao comprimento da abertura em casos de existirem dois pisos consecutivos Figura 4-8 a), no caso das aberturas estarem desalinhadas o comprimento eficaz é definido como representado na Figura 4-8 b)

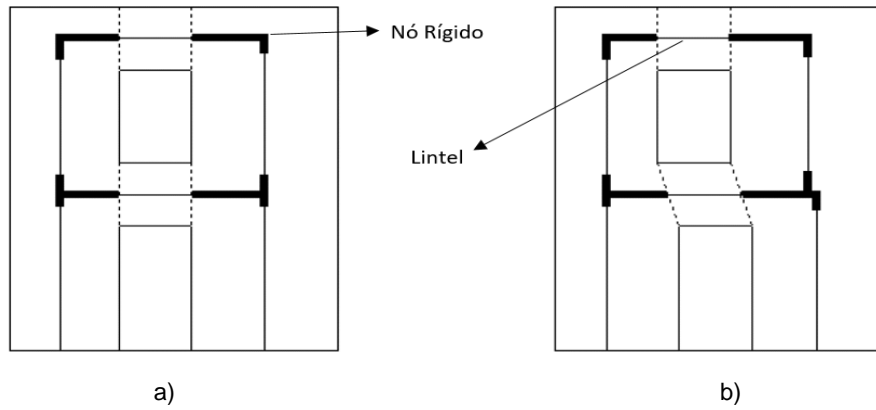


Figura 4-8 Definição das zonas deformáveis dos lintéis: a) caso de pisos consecutivos alinhados; b) caso de dois pisos consecutivos desalinhados, adaptado [86]

Caraterísticas resistentes da alvenaria:

A resistência dos mecanismos de colapso das alvenarias no seu plano, referentes aos nembos, (flexão composta; corte diagonal; corte por deslizamento), podem ser quantificados, através de esforços resistentes. No caso da flexão composta apresenta-se na Figura 4-9 o respetivo modelo de cálculo [34] [6].

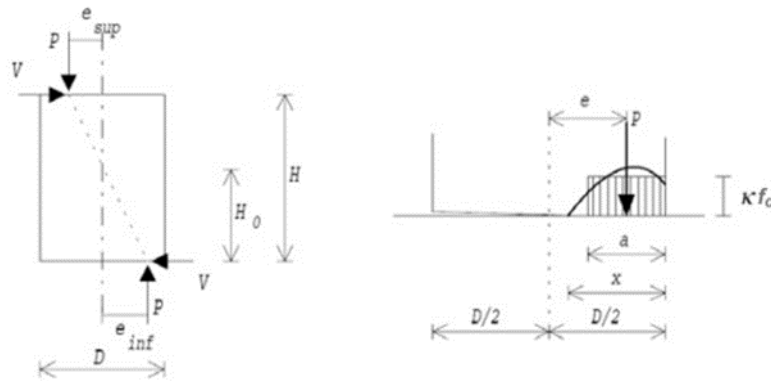


Figura 4-9 Esquema de forças no nembro devidos a flexão composta no seu plano [34]

Com base na Equação (4.2), que tem como base o modelo de cálculo apresentado na Figura 4-9, é possível calcular o esforço transversal máximo que o nembro pode resistir [34].

$$\begin{cases} V = \frac{P \cdot e}{H_0} \\ \sigma_0 = \frac{P}{D \cdot t} \\ P = a \cdot k \cdot f_d \cdot t \\ e = D - \frac{D}{2} - \frac{a}{2} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} V = \frac{\sigma_0 \cdot D \cdot t \cdot e}{H_0} \\ e = \frac{1}{2} \cdot \left(D - \frac{P}{k \cdot f_d \cdot t} \right) \end{cases} \rightarrow V = \frac{\sigma_0 D^2 \cdot t}{2H_0} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (4.2)$$

onde,

σ_0 : é a tensão média normal de compressão;

f_d : é a tensão máxima de compressão;

H_0 : é a distância da secção de momento nulo à secção de controlo;

D : é a largura do nembo;

t : é a espessura da parede;

k : é o fator de assimilação da distribuição de tensão normal a um retângulo (0,85)

A altura efetiva (altura de momentos nulos) é determinada com base nas condições de fronteira do nembo, estando relacionado com o fator de corte (α_v)

$$\alpha_v = \frac{M}{VD} = \frac{H_0}{D} = \frac{\psi' H}{D} \quad (4.3)$$

O parâmetro ψ' , assume os valores de 1 quando o nembo é fixo numa extremidade e livre de rodar na outra extremidade, e toma o valor de 0,5 quando o nembo é fixo em ambas as extremidades.

O momento relaciona-se com esforço transversal resistente pela equação (4.4):

$$M = Pe = VH_0 \quad (4.4)$$

Pode-se então concluir com base nas equações (4.3) e (4.4) que o momento resistente é dado pela equação (4.5).

$$M_{Rd} = \frac{\sigma_0 D^2 \cdot t}{2} \left(1 - \frac{\sigma_0}{k \cdot f_d} \right) \quad (4.5)$$

O esforço transversal resistente por fendilhação diagonal, é dada pela equação (4.6) [34].

$$V_{rd} = \frac{f_{tu} \cdot D \cdot t}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{f_{tu}}} \quad (4.6)$$

com,

f_{tu} : representa a tensão de tração da alvenaria (não devendo ser confundida com a tensão de tração das juntas)

b : parâmetro que depende da seguinte razão H/D do nembo, $b = 1$ para $H/D \leq 1$; $b = H/D$ para $1 < H/D < 1,5$; $b = 1,5$ para $H/D \geq 1,5$

A resistência ao corte por deslizamento das juntas é baseada no critério de Mohr-Coulom, sendo este critério baseado na determinação duma tensão de corte última, como se demonstra na equação (4.7).

$$\tau_u = c + \mu \sigma_v \quad (4.7)$$

Considerar-se que τ_u , a tensão média de corte na secção horizontal do nembo e σ_v , a tensão média normal do nembo [34].

$$V_{Rd} = Dt\tau_u = Dt(c + \mu\sigma_v) = Dt\left(c + \mu \frac{P}{Dt}\right) \quad (4.8)$$

Admitindo-se que o nembro fendilha devido à flexão, e considerando de novo a equação (4.7), mas desta vez referida a um comprimento efetivo que representa a zona não fendilhada do nembro. Apresenta-se na Figura 4-10, o modelo de cálculo do comprimento efetivo (D')

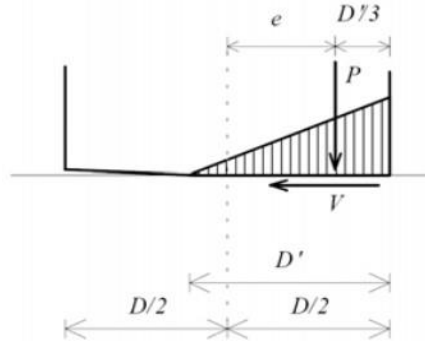


Figura 4-10 Esquema de forças devido ao mecanismo de colapso de deslizamento por corte [34]

O comprimento efetivo pode então ser calculado com recurso à equação (4.9)

$$D' = \beta D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \alpha_v \right) D = 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{V}{P} \frac{H_0}{D} \right) D \quad (4.9)$$

O esforço resistente devido ao deslizamento é então calculado com recurso à equação (4.10).

$$V_{Rd} = \beta Dt \left(c + \mu \frac{P}{\beta Dt} \right) = \beta Dt \left(c + \mu \frac{\sigma_v}{\beta} \right) = Dt \left(\frac{1,5c + \mu\sigma_v}{1 + 3 \frac{c\alpha_v}{\sigma_v}} \right) \quad (4.10)$$

Os parâmetros c e μ são a coesão e o coeficiente de fricção e das juntas da parede de alvenaria respetivamente [6].

No caso lintéis, pode-se admitir que estes têm um comportamento análogo dum nembro desde que se tenha em consideração as seguintes diferenças: I) o eixo do lintel é horizontal e não vertical como nos nembros; II) o nível de esforço axial introduzido pelas cargas verticais nos lintéis é muito inferior ao dos nembros, sendo este praticamente nulo. A primeira consideração é relevante apenas nos casos de alvenaria regular, no caso de alvenaria de pedra ordinária, a rotação do eixo é indiferente devido a este tipo de alvenarias tender a apresentar um comportamento isotrópico. A segunda condição, referente ao nível de esforço axial tem consequências em ambos os tipos de alvenaria, afetando a capacidade resistente dos lintéis [86] [82].

Na Figura 4-11, apresenta-se os mecanismos de funcionamento dos lintéis. Inicialmente desenvolvem-se esforços de corte nos lintéis (Figura 4-11a) que rapidamente conduzem à sua rotura (Figura 4-11 b), passado apenas a resistir os nembros. Na Figura 4-11 c) é introduzida uma compressão nos lintéis através de elementos horizontais que se opõem ao mecanismo de rotura dos lintéis, fazendo com que seja aumentada simultaneamente as suas resistências à flexão e ao corte. Nestas condi-

ções a rutura dá-se devido: I) compressão excessiva da biela de compressão Figura 4-11 c) (análoga a uma rutura por flexão compostas de um nembo); II) rutura por tração diagonal (corte) [86] [29].

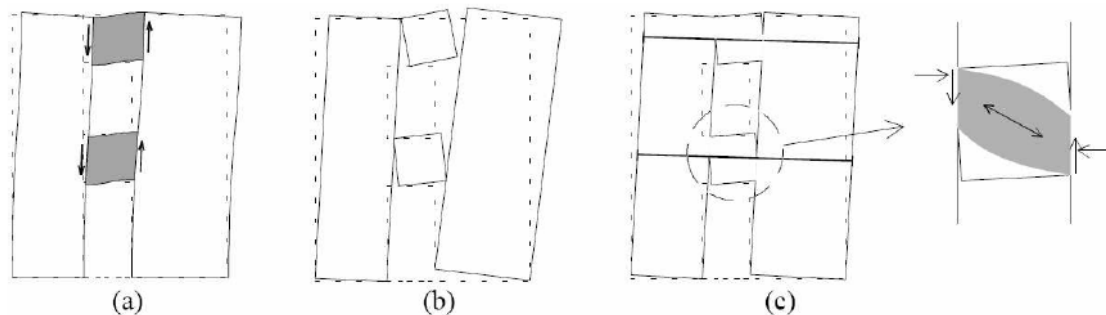


Figura 4-11 Mecanismo de funcionamento dos lintéis [86]

O esforço transversal resistente dos lintéis pode ser calculado utilizando a seguinte equação:

$$V_{Rd} = Dtc \quad (4.11)$$

onde,

c : coesão das juntas argamassa da alvenaria.

Na Figura 4-12, apresenta-se o modelo de cálculo que traduz a equação (4.11).

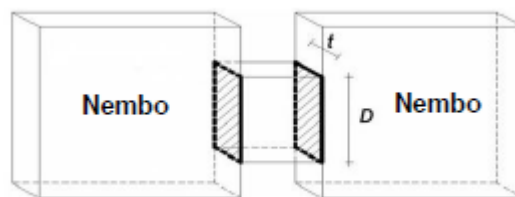


Figura 4-12 Modelo de cálculo para o esforço transversal resistente dos lintéis [88]

Deformabilidade da alvenaria:

O nembo é definido como tendo um comportamento elástico-plástico, sendo os mesmos deformáveis à flexão e ao corte. Na Figura 4-13, apresenta-se o modelo elástico plástico admitido para o nembo. Esta definição tem como base a bilinearização das curvas experimentais de ensaios realizados, que foram apresentados na secção 2.2.1.

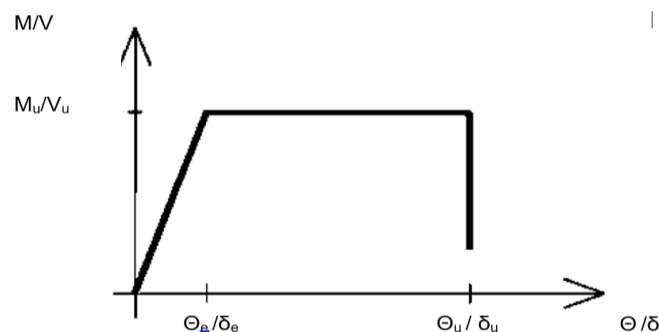


Figura 4-13 Comportamento elástico plástico de flexão e de corte assumido para zona deformável do nembo; Adaptado [85]

Para definir o comportamento elástico-plástico do nembro, determina-se em primeiro lugar a rigidez do nembro. Admitindo-se que o nembro encontra-se fixo em ambas as extremidades, ao ser aplicada uma carga lateral (H), o nembro apresenta um deslocamento d , como representado na Figura 4-14 a)

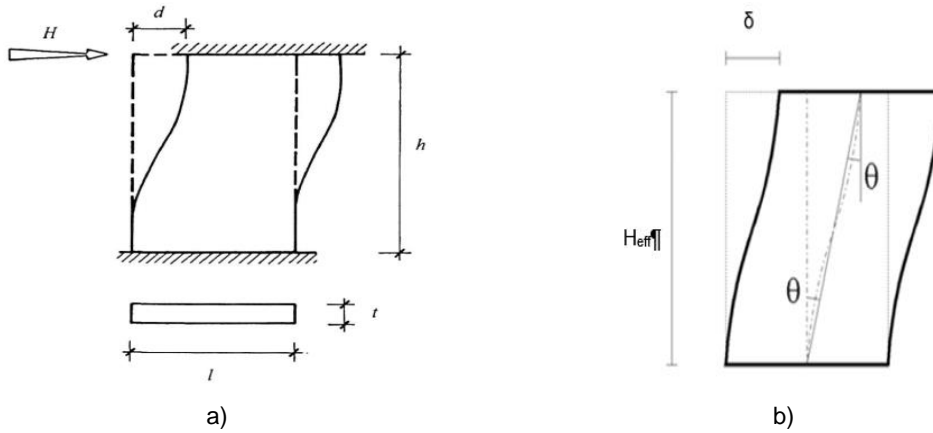


Figura 4-14 Deformada de uma parede fixa em ambas as extremidades: a) modelo de cálculo para rigidez,[30]; b) modelo de cálculo para determinação da rotação elástica, [86]

Sendo assim a rigidez elástica do nembro pode ser obtida através da aplicação da equação (4.12) [30].

$$K_{el} = \frac{1}{\frac{h^3}{12EI} + \frac{kh}{AG}} \quad (4.12)$$

onde,

h: altura da parede.

I: $\frac{tl^3}{12}$, inercia da secção transversal

E: módulo de elasticidade da alvenaria.

A: tl , área da secção horizontal.

G: módulo de corte da alvenaria.

k: 1.2, coeficiente de corte para uma secção retangular.

Tendo em conta que apenas uma zona do nembro é deformável, a sua rigidez elástica é dada pela seguinte equação:

$$K_{el} = \frac{1}{\frac{H_{eff}^3}{12EI} + \frac{kH_{eff}}{AG}} \quad (4.13)$$

Definida a rigidez elástica do nembro, importa agora determinar o deslocamento elástico δ_{el} , para o caso do comportamento de corte, e a rotação elástica θ_{el} para o caso do comportamento à flexão.

O deslocamento elástico pode ser definido da seguinte forma:

$$V_U = K_{el} \times \delta_{el} \rightarrow \delta_{el} = \frac{V_U}{K_{el}} \quad (4.14)$$

O comportamento do nembro para a flexão é igualmente definido como um comportamento elástico plástico, sendo a rotação elástica θ_{el} , definida através da seguinte expressão:

$$\theta_{el} = \frac{\delta_{el}}{H_{eff}} \quad (4.15)$$

Na Figura 4-14 b) apresenta-se o modelo de cálculo pelo qual se baseia a equação (4.15)

Os lintéis são caracterizados por terem praticamente carregamento axial nulo, devido a isso tendem a ter um comportamento mais frágil que os nembos [6]. Um estudo realizado por Magenes e Della Fontana [6] analisou dois tipos de comportamento para os lintéis: elástico-perfeito plástico; e elástico frágil. No caso do comportamento elástico frágil admitiu-se que o valor residual seria 20% do V_{max} . Para realizar essa comparação foi realizado um modelo pórtico equivalente como sugerido pelo método SAM, de uma parede já analisada com recurso a um programa de elementos finitos (ANSYS), sendo esse estudo realizado por Gambarrota e seus colaboradores [89]. Considera-se que esse estudo adequado para realizar a comparação do método SAM devido ao modelo de elementos finitos apresentar bons resultados quando comparado com ensaios experimentais. Na Figura 4-15 a), apresenta-se a parede de alvenaria modelada e na Figura 4-15 b) apresenta-se as curvas de capacidade obtidas para o modelo de elementos finitos e para o modelo SAM com os dois tipos de comportamento dos lintéis propostos.

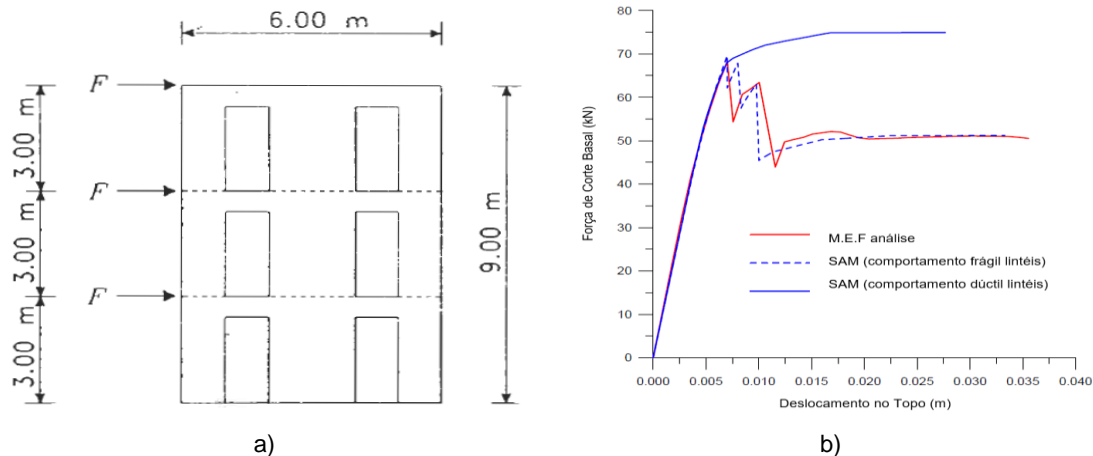


Figura 4-15 Comparação de modelação da do comportamento dos lintéis: a) parede de alvenaria modelada; b) comparação das curvas de capacidade para a análise MEF, método SAM com lintéis tendo comportamento dúctil e frágil [6]

Por observação da Figura 4-15, é possível verificar que o tipo de comportamento dos lintéis que melhor se aproxima à curva de capacidade obtida por recurso ao MEF será a modelação dos lintéis com comportamento frágil. No caso do comportamento plástico, os mecanismos de colapso dos nembos e dos lintéis são idênticos ao caso MEF mas não preveem a quebra da força de corte basal devido à fendilhação dos lintéis. Foi realizada uma segunda comparação onde os lintéis tinham uma relação altura/comprimento superior.

Apresenta-se na Figura 4-16 a) a parede de alvenaria modelada e na Figura 4-16 b) a comparação dos resultados entre o método SAM e o MEF.

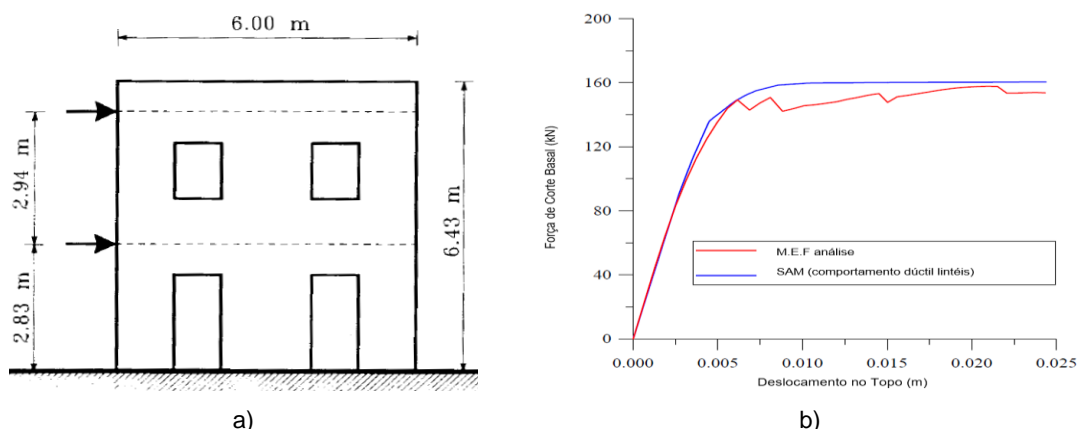


Figura 4-16 Modelação do comportamento dos lintéis: a) parede de alvenaria modelada: b) comparação das curvas de capacidade para a análise por MEF, método SAM com comportamento dúctil [6]

Como se pode verificar, a modelação admitindo um comportamento dúctil é mais indicado para este tipo de paredes, em que os lintéis têm uma relação altura/comprimento significativa. Na Figura 4-17 a), apresenta-se o comportamento frágil admitido para os lintéis, com um α de 0.2, e Figura 4-17 b), o modelo do comportamento dúctil

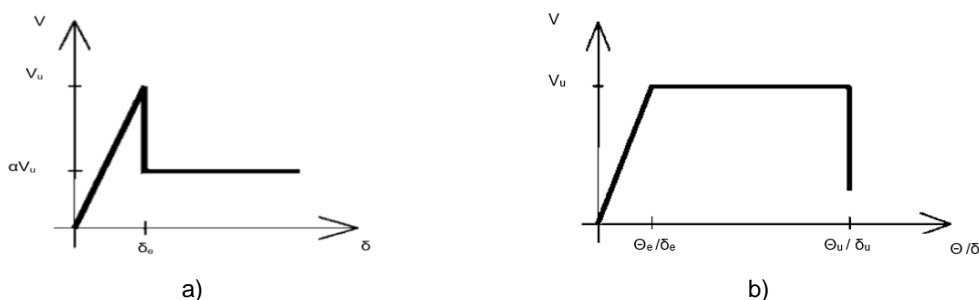


Figura 4-17 Comportamento admitido para os lintéis: a) frágil; b) dúctil; Adaptado [85]

A modelação do comportamento do lintel na presente dissertação admite-se ambos os comportamentos, sendo posteriormente realizada uma comparação entre os mesmos. Em relação à deformabilidade dos lintéis, a mesma é análoga ao caso dos nembros com a rotação do eixo de 90° .

4.3 Método TREMURI

O método TREMURI utiliza a macro modelação e como tal a modelação das paredes de alvenaria irá utilizar a definição de um pórtico equivalente, em que se divide a estrutura em nembros e lintéis, com zonas deformáveis que se conectam entre si por nós rígidos, idêntico ao já apresentado no método SAM. A idealização do pórtico equivalente pode ser dividido em 3 passos: identificação dos lintéis Figura 4-18 a); 2º passo identificação do nembros Figura 4-18, b); 3º passo identificação dos nós rígidos Figura 4-18 c). Sendo a definição final do pórtico equivalente apresentado na Figura 4-18 d), [7].

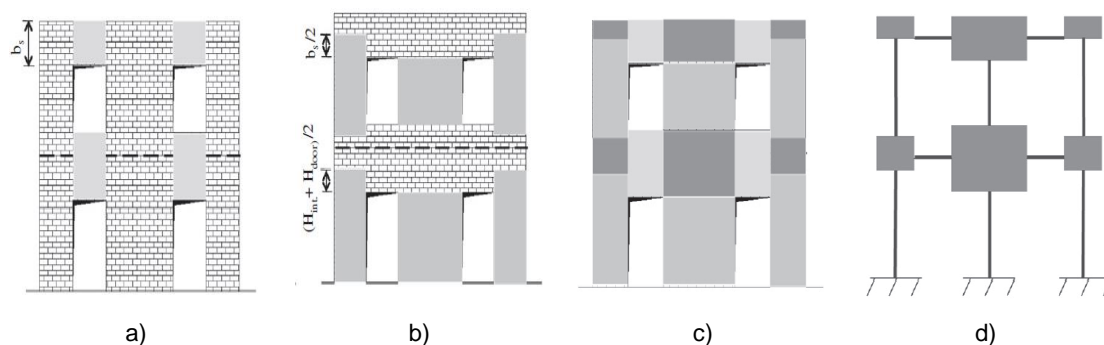


Figura 4-18 Identificação do pórtico equivalente: a) Identificação dos lintéis; b) Identificação dos nembos; c) identificação dos nós rígidos; d) definição do pórtico equivalente final [7]

A definição do pórtico equivalente assume que os lintéis são definidos pelo alinhamento vertical das aberturas tendo a sua altura delimitada pelas mesmas. Os nembos são definidos de modo que a sua altura deformável seja limitada pelas aberturas entre os nembos, Figura 2-16 b), no caso dos nembos situados nos extremos do pórtico equivalente a sua altura deformável fica definida pela media da entre a altura total do nembro (H_{int}) e a altura da abertura (H_{Door}), os nós rígidos são definidos pelo espaço remanescente [7].

O macro elemento utilizado para caraterizar a alvenaria é apresentado na Figura 4-19, sendo o mesmo dividido em três camadas: inferior (1) e superior (3), com um comprimento infinitesimal ($\Delta \rightarrow 0$); e a camada central (2). Nas camadas (1) e (3) são concentrados o comportamento axial e flexão, na camada (2) concentra-se o comportamento por corte. O macro elemento é constituído por 8 graus de liberdade como representado na Figura 4-19. Existindo 3 graus de liberdade por nó i e j, situados na extremidades ou seja na camada (1) e (3), em que o deslocamento axial é caracterizado por ω , o deslocamento horizontal por u e a rotação por ϕ . Na camada (2), zona central existem 2 graus de liberdade, δ deslocamento axial e Φ rotação [90].

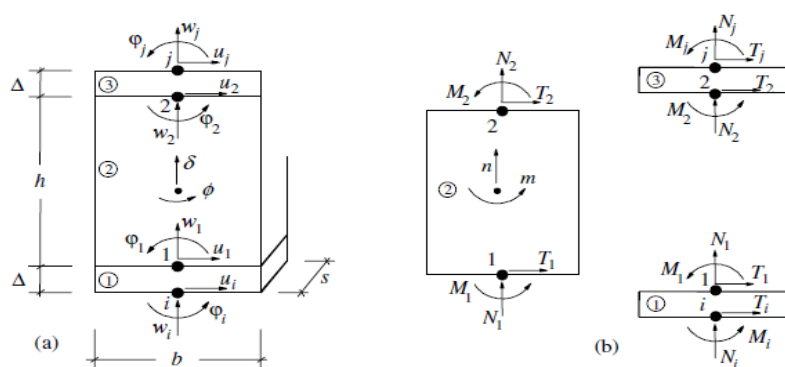


Figura 4-19 Macro Elemento de Alvenaria [90]

Os mecanismos de colapso admitidos pelo método Tremuri são os mesmos já apresentados anteriormente. A influência do carregamento axial é devidamente avaliada no programa de cálculo 3Muri através da atualização automática dos esforços resistentes. A determinação dos esforços resistentes no caso da flexão composta é idêntica à proposta no método SAM. Já no caso do corte por deslizamento, é utilizado o critério de Mohr-Coulomb, sendo que a única diferença em relação ao método SAM é o valor de μ ser igual a 0,4 para qualquer tipo de alvenaria. Em relação ao corte por

fendilhação diagonal a equação “base” é a mesma à já apresentada no método SAM, com a diferença dos valores de f_t e τ_0 serem obtidos através de ensaios de compressão diagonal, em que se admite que foi utilizado o método de Bringola, sendo assim $f_t = 1,5\tau_0$, pode-se então rescrever a equação da seguinte forma:

$$V_{Rd} = Dt \frac{1,5\tau_0}{b} \sqrt{1 + \frac{\sigma_0}{1,5\tau_0}} \quad (4.16)$$

Em relação aos lintéis os mecanismos de colapso admitidos são flexão e corte diagonal. A equação proposta pelo método TREMURI para o caso da resistência ao corte é igual à já apresentada pelo método SAM, já no caso do mecanismo de colapso por flexão apenas será adequada para situações onde exista uma compressão axial efetiva nos lintéis, apresentada de seguida:

$$M_{u,lintel} = \frac{DH_p}{2} \left[1 - \frac{H_p}{0,85f_hDt} \right] \quad (4.17)$$

onde,

H_p : é o mínimo entre a tensão de tração resistente de um elemento de reforço do lintel (por exemplo um cabo de aço (tie-rod) ou uma viga de betão armado (tie-beam) e $0,4f_hDt$, sendo f_h a tensão resistente à compressão na direção horizontal no plano da parede.

O método TREMURI propõe uma modelação tridimensional do edifício em análise. Para isso o método utiliza um sistema de coordenadas cartesiano global (X, Y, Z), sendo os planos verticais das paredes identificados pelas coordenadas de um ponto e pelo ângulo formado com o eixo X (α) como indicado na Figura 4-20, podendo desta forma as paredes serem modelas com elementos barra sendo os respetivos nós elementos bidimensionais com três graus de liberdade definidos para um sistema de coordenadas locais, não tendo graus de liberdade para fora do seu plano, a massa correspondente (m) será distribuída para os dois nós tridimensionais mais próximos como indicado na Figura 4-20. Nos cantos os nós são elementos tridimensionais com cinco graus de liberdade definidos no sistema global de coordenadas conforme indicado na Figura 4-20, a rotação no eixo do z pode ser desprezada devido a não ser considerado flexão para fora do plano (comportamento membrana), o mesmo é assumido para os pavimentos.

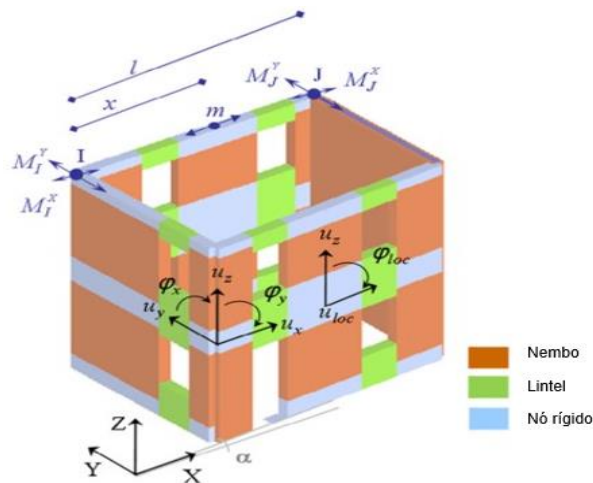


Figura 4-20 Classificação dos graus de liberdade globais (3D) e locais 2D [7]

5 Caso de Estudo e Identificação Modal

Neste capítulo apresenta-se o edifício em estudo e a identificação modal do edifício, para estimar o módulo de elasticidade das paredes de alvenaria. A estimativa do módulo de elasticidade foi feita com recurso a um modelo 3D desenvolvido no programa SAP2000

5.1 Caraterização do edifício

O edifício situa-se em Belém, Lisboa. Servindo o mesmo para fins habitacionais e constituído por 4 andares, desde o rés-do-chão até ao 3 andar situado nas águas furtadas. Na Figura 5-1, apresenta-se a localização do edifício em estudo.



Figura 5-1 Mapa da localização do edifício em estudo.

O edifício em estudo tem como ano de construção o ano de 1850, sendo considerado como um edifício de transição entre a construção Pombalina e Gaioleira (Pombalino tardio), devido a manter algumas caraterísticas dos edifícios pombalinos, como: a estrutura de madeira (gaiola pombalina); simetria; 3 pisos. Não apresentando no entanto no piso de rés-do-chão o arco de pedra característico dos edifícios pombalinos.

O edifício em estudo é constituído por dois blocos habitacionais, o bloco principal tem uma geometria retangular em planta com dimensões de $23 \times 13 \text{ m}^2$. O bloco habitacional secundário tem uma forma trapezoidal, sendo construído apenas por um rés-do-chão, a sua cobertura funciona como terraço para uso do bloco principal. Como referido o edifício é simétrico sendo as janelas todas alinhadas, com as seguintes dimensões: $1,10 \times 1,70 \text{ m}^2$; $1,10 \times 1,90 \text{ m}^2$; $1,10 \times 2,00 \text{ m}^2$; correspondente ao rés-do-chão, 1º piso e 2º piso. O pé direito diverge entre os pisos, sendo para o rés de chão de 2,90m, para o 1º piso de 3,05m e para o 2º piso de 3,35m. O piso 3 tem uma altura variável, sendo 2,23m a sua altura media. Na Figura 5-2 apresenta-se a fachada principal do edifício em estudo.



Figura 5-2 Fachada principal do edifício em estudo.

Figura 5-3 apresenta-se o edifício em estudo: a) a fachada posterior do edifício em estudo, b) a cobertura.



a)



b)

Figura 5-3 Edifício em estudo: a) Fachada posterior; b) Cobertura [91]

Na Figura 5-4, apresenta-se a planta do piso 1, sendo a mesma representativa das plantas dos restantes pisos, encontrando-se no Anexo B

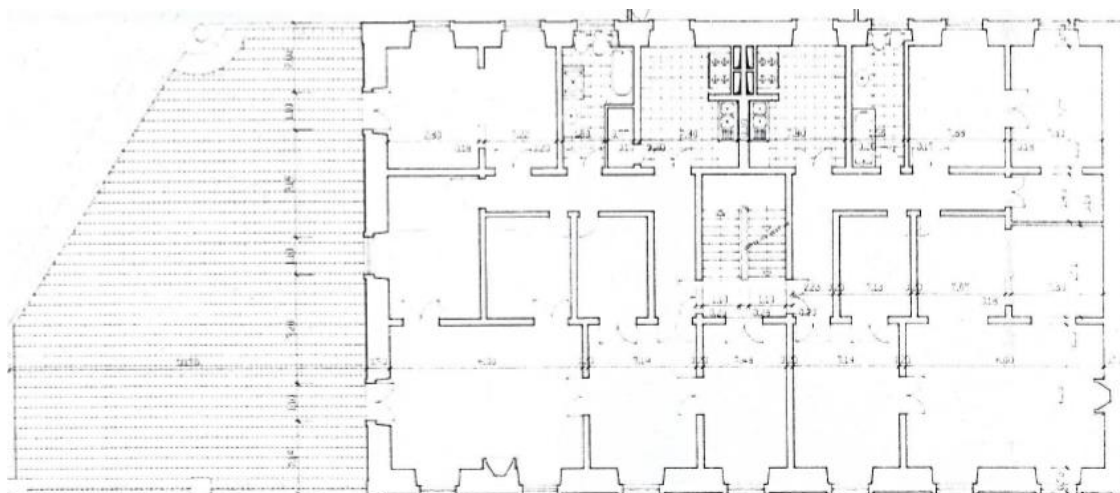


Figura 5-4 Planta do Piso 1

Considera-se que o edifício em estudo é de transição entre o estilo Pombalino e o estilo Gaioleiro, apresentando assim algumas características típicas de um edifício Pombalino, nomeadamente as

paredes interiores constituídas por paredes de frontal Figura 5-5 a), e paredes de tabique Figura 5-5 b).



a)



b)

Figura 5-5 Paredes interiores: a) paredes de frontal [2]; b) paredes de tabique [42]

Os pavimentos consideram-se constituídos por vigas de madeira com elementos perpendiculares a estas designadas como tarugos, Figura 5-6 a). Sobre as vigas de madeira assentam as tabuas de solho na direção perpendicular às vigas de madeira, Figura 5-6 b).



a)



b)

Figura 5-6 Pavimentos: a) vigas de madeira; b) solho [12]

5.2 Identificação modal

A identificação modal de estruturas permite obter com base em ensaios experimentais as principais características dinâmicas como as frequências e os seus respetivos modos de vibração. Estes dados são úteis ao desenvolvimento de modelos numéricos representativos. O modelo numérico é calibrado com base nos resultados experimentais de modo que as frequências naturais e os correspondentes modos de vibração se aproximem dos valores medidos. A calibração é feita ajustando as propriedades mecânicas do modelo numérico, num processo iterativo [70], permitindo na presente dissertação estimar o módulo de elasticidade da alvenaria de pedra ordinária do edifício antigo em estudo.

A Identificação Modal pode ser realizada utilizando os seguintes tipo de ensaios: Ensaio de vibração forçada, onde é aplicada uma excitação identificável e medição da sua resposta; Ensaio em regime

livre, onde é imposta uma deformada inicial, libertando a deformação para ser medida a resposta em regime livre; Ensaio de vibração ambiental, são medidas as respostas provenientes de excitações induzidas por ações dinâmicas ambientais (vento, tráfego ou atividades humanas) [71]. Na presente dissertação utiliza-se o ensaio de vibração ambiental pela facilidade de aplicação quando comparado com os outros ensaios, mais ainda por se tratar de um ensaio não destrutivo e bastante fiável para avaliar as características dinâmicas de uma estrutura.

Este tipo de ensaio requer normalmente de um grande número de pontos de medição. Como nem sempre é possível ter um sensor em cada ponto de medição durante a mesma medição, realiza-se habitualmente uma análise sequencial, tendo um sensor fixo, ou mais, num determinado ponto durante todo o ensaio sequencial.

A identificação modal pode ser feita através do domínio da frequência: Método de seleção de picos (BFD); Método de decomposição no domínio da frequência (FDD); Método melhorado da decomposição do domínio da frequência (EFDD). Podendo ainda ser utilizados métodos baseados na análise no domínio do tempo como o método SSI-UPC, (Unweighted Principal Components) [71]. Os métodos permitem estimar as frequências naturais da estrutura e coeficientes de amortecimento associadas a cada modo de vibração.

De modo a avaliar a comparação entre os vetores singulares das frequências vizinhas com o vetor singular correspondente à frequência de ressonância é utilizado o coeficiente denominado de critério MAC (Modal Assurance Criterion). O critério MAC mede a correlação entre as configurações modais analíticas e/ou experimentais. Sendo definida de seguida a expressão de cálculo do coeficiente MAC:

$$MAC = \frac{(\phi_i^T \bar{\phi}_i)^2}{(\phi_i^T \phi_i)(\bar{\phi}_i^T \bar{\phi}_i)} \quad (5.1)$$

onde,

ϕ e $\bar{\phi}$ são vetores modais a serem comparados.

O coeficiente pode variar entre 0 e 1. Sendo que para valores próximos de 1 ($> 0,8$) considera-se existe uma boa correlação. Por outro lado valores muito próximos de 0 indicam uma má correlação.

Descrição do ensaio:

A identificação modal do edifício antigo em estudo foi realizada com recurso a aparelhos de monitorização, da marca SYSCOM Instrument, sendo o ensaio realizado previamente por elementos do DEC-FCT-UNL: Professor José Ferreira, Professor Corneliu Cismasiu e pelo Professor Filipe Santos.

O equipamento de medição é composto por: Redbox MR2002-CE: Unidade de aquisição de dados, que recebe os dados captados pelo Geofone, gravando-os na sua memória (Figura 4-2a); Geofone MS2003 triaxial: Unidade utilizada para captar velocidades em três direções (x,y,z) (Figura 4-2b); Antena de GPS: Utilizada para sincronizar a hora registada em cada unidade de armazenamento de modo a possibilitar a sincronização exata de todos os sinais (Figura 4-2c).

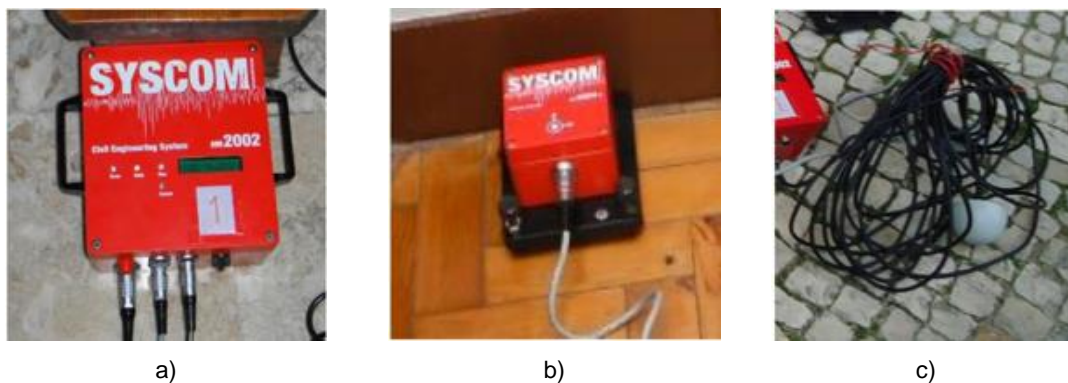


Figura 5-7 Equipamentos de medição: a) Redbox MR2002-CE; b) Geofone MS2003 triaxial; c) Antena GPS [92]

O ensaio experimental consiste em fixar um geofone numa dada posição, fazendo variar os restantes posições dos geofones. Em relação ao posicionamento dos geofones este pode ser consultado no Anexo B.

Quando analisados os sinais provenientes dos sensores verificou-se que alguns apresentavam um elevado nível de ruído. Sendo necessário um tratamento dos sinais antes da identificação modal. O tratamento foi realizado em Matlab versão R2016b [93] e consistiu na eliminação de certas zonas do sinal Na Figura 5-8 a) um exemplo do sinal sem tratamento e na Figura 5-8 b) sinal com o tratamento realizado em Matlab

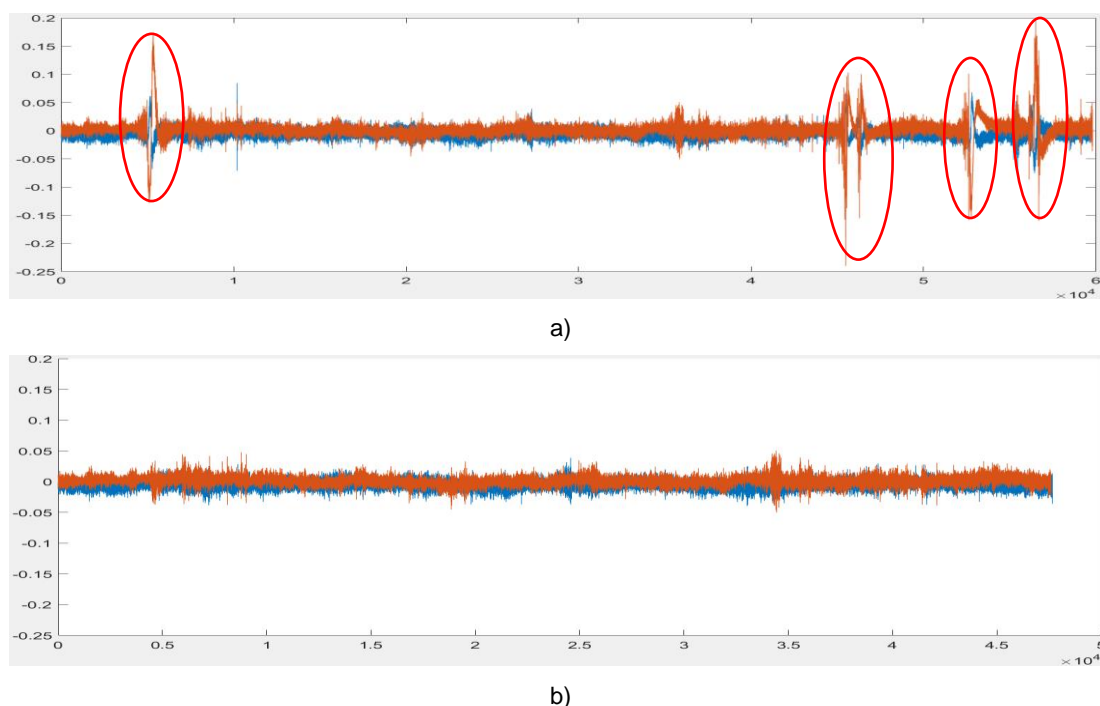


Figura 5-8 Sinais ensaio de identificação modal a) não tratado; b) tratado

Após o tratamento dos sinais procedeu-se à identificação modal no programa ARTeMIS versão 5.3 [94], utilizando o método no domínio da frequência EFDD. Na Figura 5-5 apresenta-se a decomposição em SDV utilizando o método EFDD.

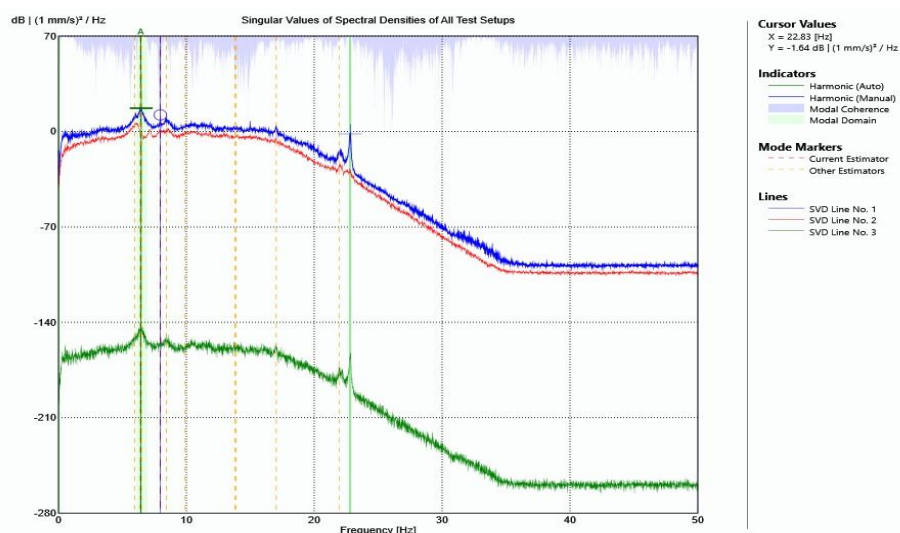


Figura 5-9 Espectros dos valores singulares da matriz de função de densidade espectral, utilizando o método EFDD

O programa ARTeMIS , seleciona automaticamente os picos dos espectros dos valores singulares, obtendo uma frequências de 6,429Hz para o 1º modo de vibração e de 7,959Hz para o 2º modo de vibração, também listadas na Tabela 5-1.

Tabela 5-1 Frequências experimentais

	1ºmodo	2ºmodo
Frequência (Hz)	6,429	7,959

Na Figura 5-10 e Figura 5-11 apresentam-se as configurações modais obtidas com recurso ao método EFDD. Na Figura 5-10 a) a configuração modal para o 1ºmodo de vibração caracterizado por uma translação no eixo Y, ou seja na menor direção do edifício em estudo, a tonalidade verde representa a zona o edifício em estudo e a tonalidade vermelha a deformada correspondente à configuração modal. Na Figura 5-10 b) apresenta-se a zona do edifício onde se realizaram as medições

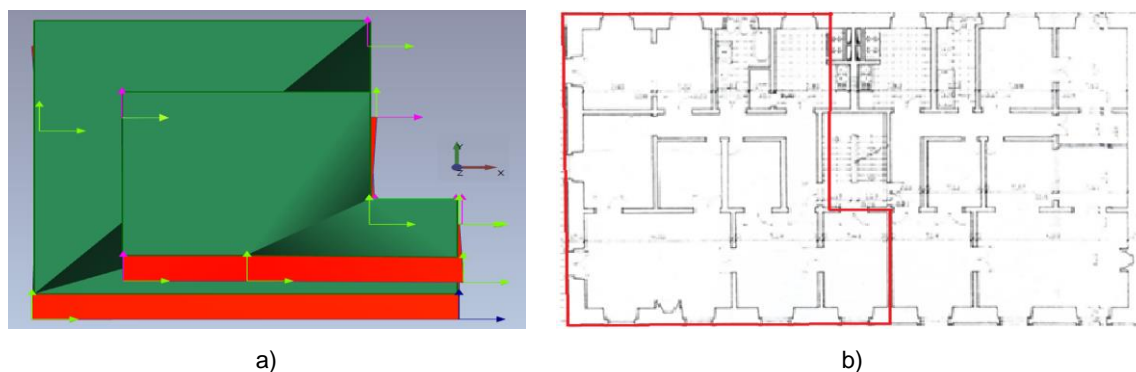


Figura 5-10 1º modo de vibração pelo método EFDD: a) vista de topo; b) zona do edifício onde se realizaram as medições

Na Figura 5-11 apresenta-se a configuração modal para o 2º modo de vibração obtido pelo método EFDD, sendo caracterizado por um comportamento de torção. Na Figura 5-11 b) apresenta-se a zona do edifício onde se realizaram as medições

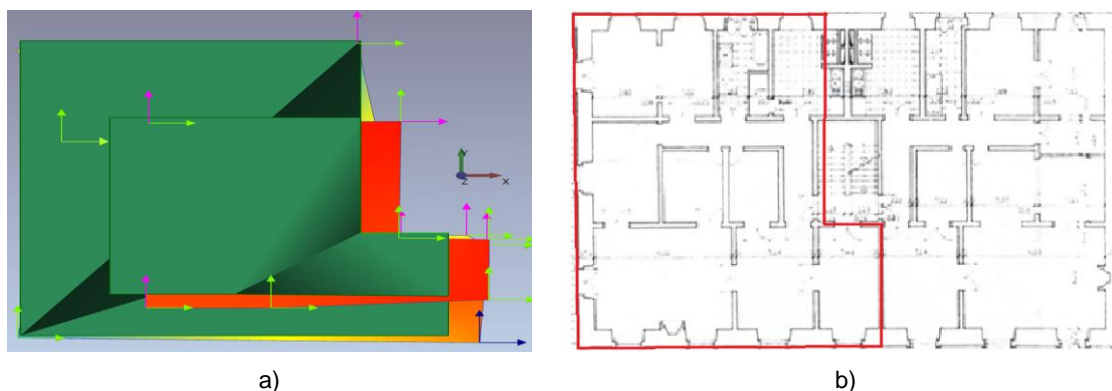


Figura 5-11 2º modo de vibração pelo método EFFT: a) vista de topo; b) zona do edifício onde se realizaram as medições

5.3 Modelação em SAP 2000

Apresenta-se nesta secção o modelo linear do edifício, realizado no programa de cálculo SAP2000. A construção deste modelo tem em vista a definição das propriedades dos materiais em regime linear, tirando partido da identificação modal experimental. Importa referir que as opções tomadas na modelação de todos os elementos estruturais foram realizados assumindo as dimensões presentes na literatura, quando as mesmas não se encontravam disponíveis nas plantas de arquitetura devido a não ser realizado nenhum levantamento no local.

5.3.1 Modelação dos elementos estruturais

As paredes de alvenaria ordinária foram definidas como elemento “*Shell-Thick*”, devido a este tipo de elemento ter em conta a deformação por corte, e à elevada espessura da parede de alvenaria em estudo. As espessuras consideradas para as paredes de alvenaria foram de 73 cm para as fachadas e 70 cm para as empenhas. O módulo de distorção G é atribuído automaticamente pelo programa SAP2000 admitindo um comportamento isotrópico. O módulo de elasticidade estimado através de calibração do modelo numérico e o coeficiente de poisson ν de 0.24 [14].

As paredes de frontal têm função resistente sendo as mesmas consideradas no modelo. As suas localizações foram admitidas com base na sua espessura, devido em geral apresentarem uma espessura superior às paredes de tabique, sem função estrutural, e serem contínuas em altura [12]. Na Figura 5-12, apresenta-se um esquema da localização das paredes de frontal, assinaladas a vermelho.

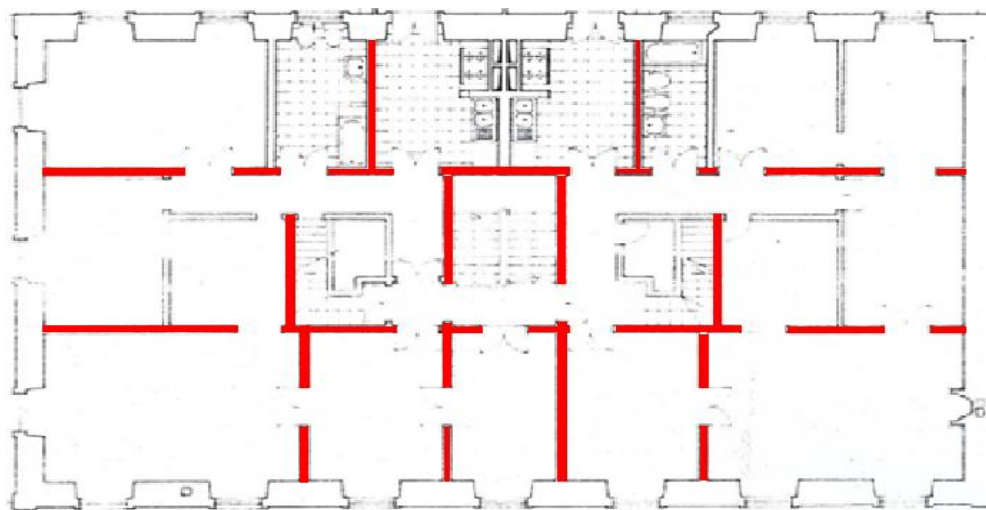


Figura 5-12 Esquema de localização das paredes de frontal, assinaladas a vermelho.

Na Figura 5-13 apresenta-se as dimensões adotadas para a parede de frontal.

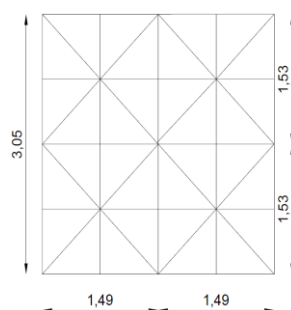


Figura 5-13 Medidas adotadas para as paredes de frontal.

Na modelação das paredes de frontal utilizam-se elementos “*frame*” no SAP2000 sendo tomadas as seguintes opções de modelação I) libertação dos momentos nas extremidades dos elementos internos constituintes da parede de frontal; II) as diagonais têm metade do modulo de elasticidade por não resistirem a esforços de tração; III) não se modela a alvenaria de preenchimento pois a sua modelação a sobrestima rigidez [42] [44]. Admitiu-se uma massa volúmica 6.72 ton/m^3 tendo em consideração a massa volúmica da alvenaria de preenchimento, e um módulo de elasticidade de 12 GPa [44] [43]. As dimensões dos elementos internos são definidas na Tabela 5-2 [95].

Tabela 5-2 Dimensões dos Elementos Internos das Paredes de Frontal.

Elementos	Altura (cm)	Largura (cm)
Prumos	15	20
Travessas	10	15
Diagonais	10	15

Os pavimentos de madeira foram modelados, tendo em consideração que as vigas de madeira estão dispostas segundo a menor direção. O pavimento de madeira é em geral constituído por vigas de madeira, por um sistema de travamento das mesmas designados por tarugos e por tábuas de soalho.[12]. Na modelação numérica dos elementos de madeira apenas se modelam as vidas e os tarugos, desprezando a pequena rigidez fornecida pelo soalho. As vigas de madeira são modeladas utilizando elementos “*Frame*”, com as dimensões de $0,08 \times 0,16 \text{ m}$ [96] O seu espaçamento está em

geral num intervalo de 40 a 60 cm [12], admitindo-se assim um espaçamento de 50 cm. Em relação aos tarugos optou-se pela modelação de 3 tarugos com igual afastamento, sendo as dimensões de 0.1x0.1 m [95]. Na ligação dos elementos “*Frame*” que representam as vigas de madeira à “*Shell-Thick*” que representa a parede de alvenaria, utilizaram-se “*Body Constraint*” que igualam tanto em deslocamento como em rotação dois ou mais pontos, em elementos “*Frame*” que não coincidiam com a malha de elementos finitos, admitindo rotações livres no elemento “*Frame*”. Na sua modelação, optou-se por não atribuir massa aos elementos constituintes dos pavimentos de modo a evitar modos locais de vibração, sendo a mesma distribuída diretamente sobre os elementos resistentes, paredes de frontal e de alvenaria de pedra ordinária [44].

As escadas devido a serem estruturalmente pouco relevantes, não foram consideradas no modelo. Em relação à **cobertura** considera-se que se encontra simplesmente apoiada em todo o contorno considerando apenas o peso que a mesma vai introduzir nas fachadas e empenhas.

5.3.2 Atribuição da massa aos elementos estruturais.

No caso dos pavimentos admite-se uma massa volúmica distribuída por 1m² a atuar ao nível dos pisos. Em relação às paredes de tabique admite-se igualmente uma massa distribuída por 1m². Na Tabela 5-3, apresenta-se as distribuições de massas a atuar nos pisos [44].

Tabela 5-3 Massas consideradas ao nível dos pisos

Elemento	Peso distribuído (ton/m ²)
Piso Corrente	0,07
Piso Sótão	0,064
Tabique	0,02

A atribuição das massas definidas no modelo numérico, será realizada assumindo que a mesma se distribui para as paredes de frontal e fachadas do edifício. Define-se uma área de influência para as paredes de frontal e das fachadas, determinando assim a massa a ser distribuída e dividindo a mesma pelo número de pontos que definem cada elemento estrutural.

Tabela 5-4 Massa aplicada nas fachadas e nas paredes de frontal.

Elemento Estrutural	Área Influência (m ²)	Nº Pontos	Massa (ton)
Fachada da Frente	45,35	40	0,10
Fachada Posterior	38,33	40	0,087
Frontal-1	88	40	0,199
Frontal-2	95,11	40	0,216

As massas consideradas para a cobertura são definidas na Tabela 5-5.

Tabela 5-5 Massas consideradas para a cobertura,[44]

Elemento	Massa distribuída (ton/m ²)
Suporte de Telhas	0,056
Asnas	0,031
Telhas	0,046

As massas são concentradas nos pontos que definem a malha de elementos finitos das fachadas e das empenas, sendo definida a sua distribuição na Tabela 5-6.

Tabela 5-6 Massa aplicada devido à ação da cobertura.

	Contorno (m)	Nº Pontos	Massa concentrada (ton)
Fachada da Frente	23,1	53	1,96
Fachada Posterior	23,1	53	1,96
Empena Esquerda	13,82	17	6,10
Empena Direita	13,82	17	6,10

5.3.3 Modelo numérico SAP2000

Apresenta-se de seguida o modelo numérico realizado no programa SAP2000 do edifício em estudo. Na Figura 5-14 apresenta-se a planta do piso 0, que caracteriza os alçados e cortes apresentados do modelo numérico.

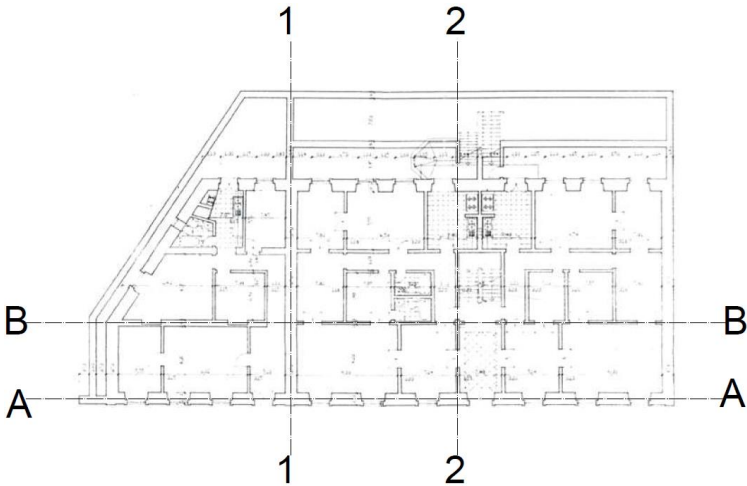


Figura 5-14 Caraterização dos alçados e cortes apresentados sobre o modelo numérico.

Na Figura 5-15 apresenta-se uma vista geral em 3D do edifício em estudo.

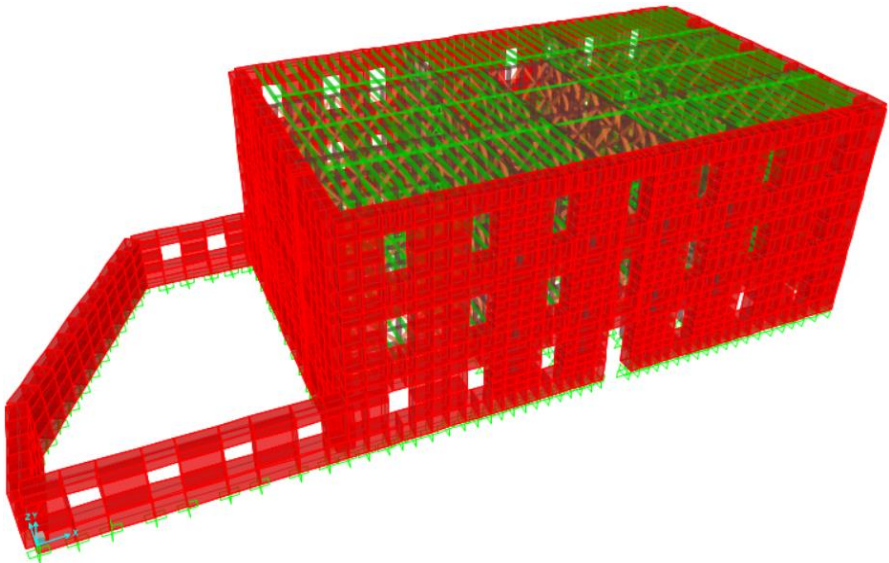


Figura 5-15 Vista 3D do edifício em estudo no SAP2000

Na Figura 5-16 apresenta-se a um vista 3D da estrutura interna de madeira do edifício em estudo.

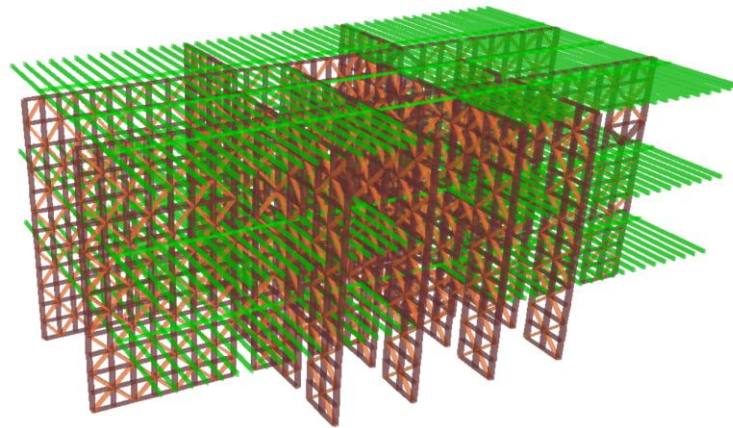


Figura 5-16 Vista 3D da estrutura de madeira do edifício em estudo em SAP2000

Na Figura 5-17 apresenta-se a fachada principal do edifício em estudo no SAP2000, corte A-A.

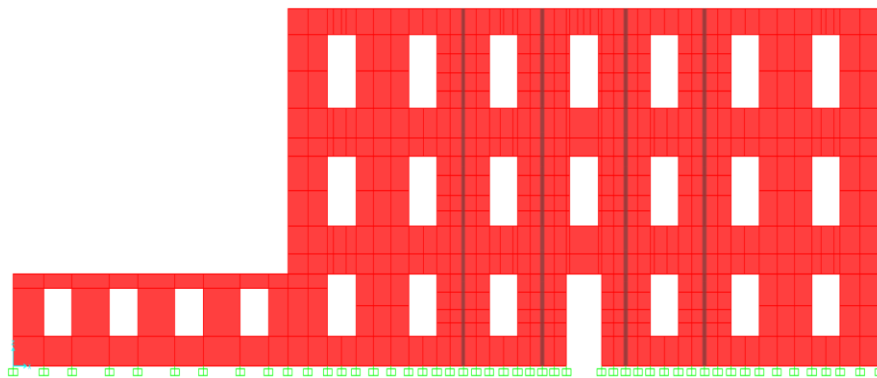


Figura 5-17 Fachada principal do edifício em estudo no SAP2000, corte A-A

Na Figura 5-18 a) apresenta-se o alçado 1-1 do edifício em estudo, Figura 5-18 b) a estrutura do pavimento de madeira.

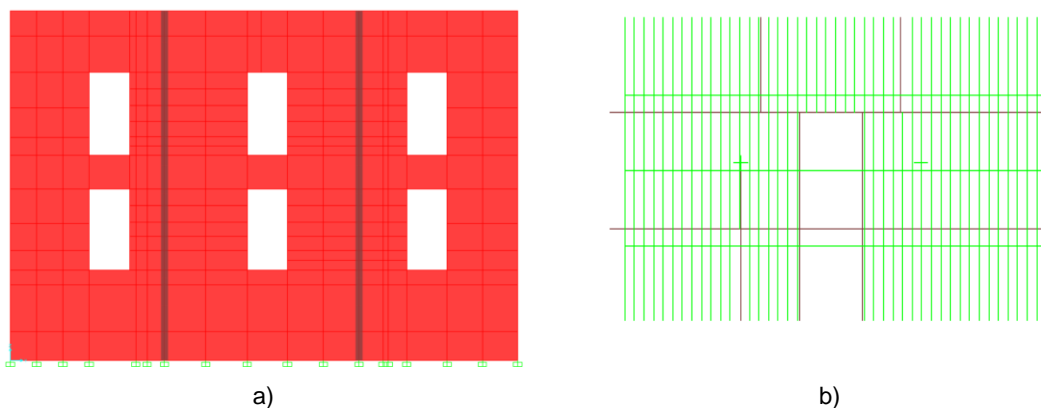


Figura 5-18 Edifício em estudo no SAP2000: a) corte 1-1; b) planta do piso 0

Na Figura 5-19 apresenta-se os cortes do edifício em estudo, representando assim a gaiola pombalina, a) corte B-B, b) corte 4-4

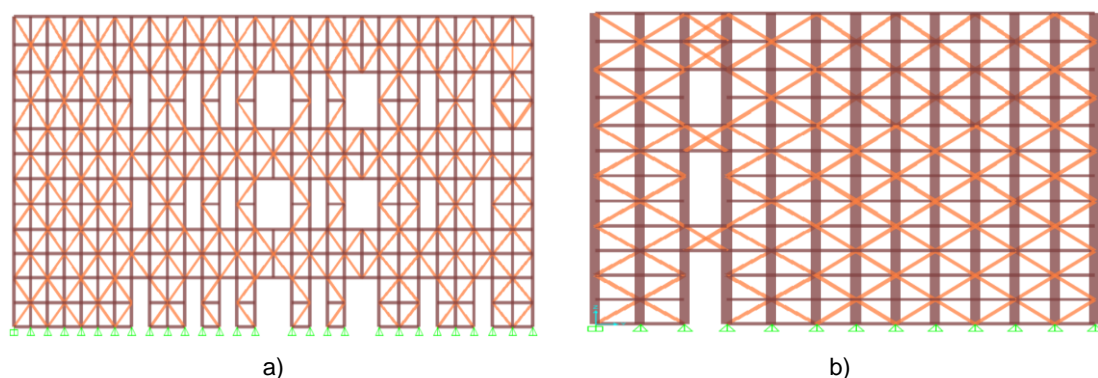


Figura 5-19 Cortes do edifício em estudo no SAP2000: a) B-B; b) 2-2

5.3.4 Calibração do modelo numérico.

Com base nas frequências estimadas na identificação modal, procedeu-se a calibração do modelo numérico, para assim ser possível estimar o módulo de elasticidade e o peso volúmico da alvenaria de pedra ordinária com base nos valores obtidos da literatura apresentados na Tabela 5-7.

Tabela 5-7 Valores de referência do módulo de elasticidade e peso volúmico de alvenaria de pedra ordinária de Lisboa.

Referência	E (GPa)	γ (kN/m ³)
Pinho [14]	0,3	-
Bento [47]	0,6	-
Bento [8]	1	22
Meireles [43]	1,230	20
OPCM [27]	0,690 a 1,050	19

Apresenta-se de seguida a Tabela 5-8 se testam várias hipóteses para calibração do modelo numérico. Numa primeira fase a variação das frequências do 1º e 2 modo de vibração são obtidas em função do módulo de elasticidade e numa segunda fase varia-se em simultâneo o peso volúmico e o módulo de elasticidade, de forma a calibrar o modelo numérico em SAP2000.

Tabela 5-8 Calibração do modelo numérico em SAP2000

Hipótese	Alvenaria de Pedra		Frequência (Hz)	
	E (GPa)	γ (kN/m ³)	1 Modo	2 Modo
1	0,300	19	3,74	4,02
2	0,600	19	4,98	5,53
3	0,800	19	5,59	6,27
4	1	19	6,10	6,85
5	1,150	19	6,44	7,23
6	1,210	20	6,45	7,23
7	1,270	21	6,46	7,23
8	1,150	20	6,32	7,1
9	1,150	21	6,22	6,97
10	1,210	19	6,56	7,36
11	1,210	21	6,34	7,10
12	1,270	19	6,68	7,48
13	1,270	20	6,57	7,35

A hipótese escolhida para representar o módulo de elasticidade e o peso volúmico da alvenaria de pedra ordinária foi a hipótese 5, devido a ser a que melhor se aproxima das frequências obtidas experimentalmente. Em relação às configurações modais obtidas no modelo SAP2000 quando comparadas às obtidas experimentalmente são idênticas como é possível visualizar na Figura 5-20, onde se compara o 1º modo de vibração, sendo possível visualizar uma translação na menor direção do edifício em estudo, idêntico ao obtido experimentalmente.

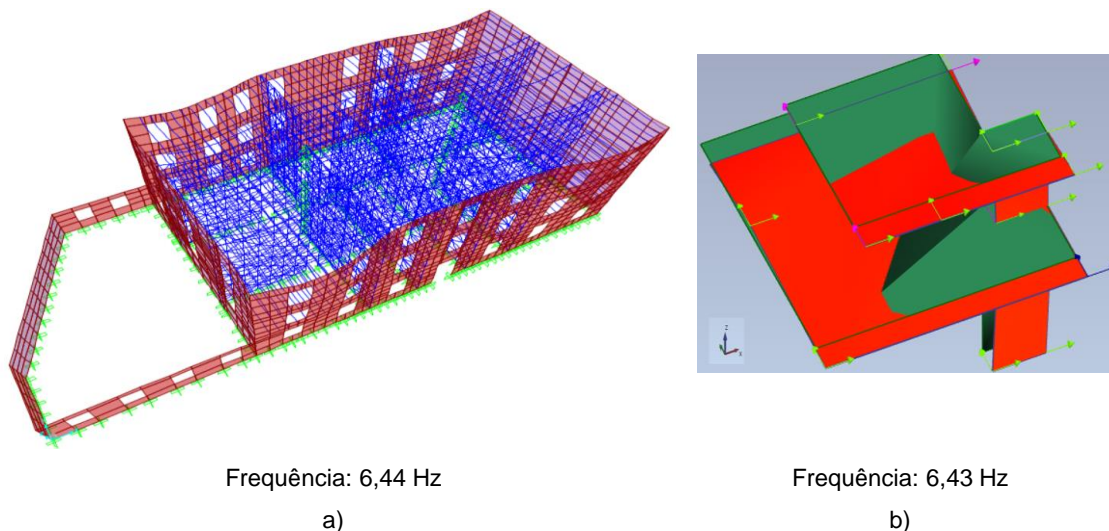


Figura 5-20 1º modo de vibração obtido para o modelo numérico realizado no SAP2000

No caso do 2º modo de vibração a mesma comparação é realizada na Figura 5-21, onde é possível visualizar um modo de torção do edifício em estudo modelado em SAP2000 idêntico ao obtido experimentalmente.

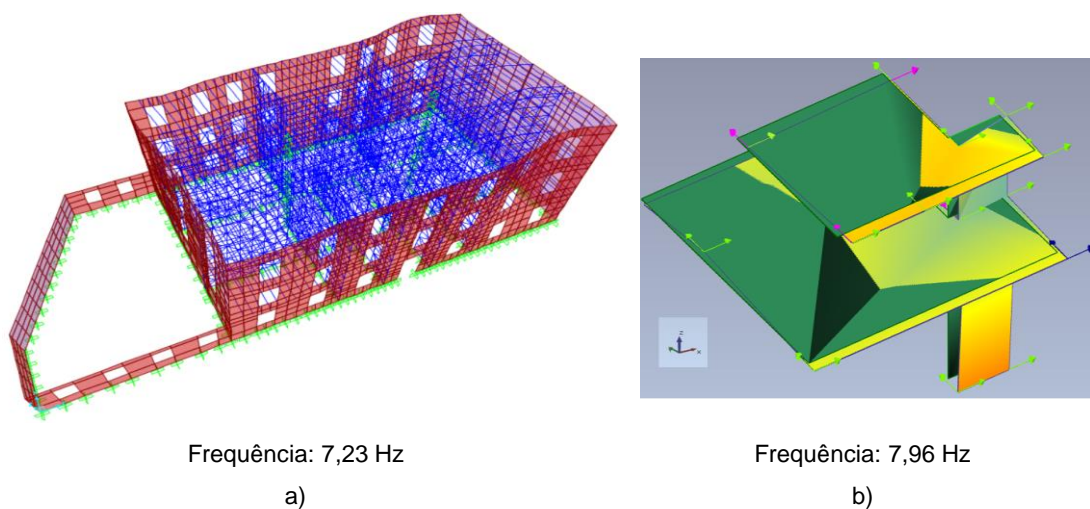


Figura 5-21 2º modo de vibração obtido para o modelo numérico realizado no SAP2000.

O presente capítulo teve como principal objetivo a identificação modal da estrutura através de um ensaio de vibração ambiental de modo a estimar o módulo de elasticidade e peso volúmico da parede de alvenaria ordinária. Realizou-se uma análise simplificada, baseando-se apenas na comparação das frequências obtidas entre o modelo experimental e numérico. Numa abordagem mais rigorosa deveria ser utilizada a matriz MAC entre os resultados experimentais e numéricos, de modo

a comparar também as respectivas configurações modais. Outros aspetos relevantes serão o tipo de ligações das paredes interiores e dos pavimentos que podem não ser perfeitos, a contribuição das paredes de tabique e o efeito do edifício adjacente. Para uma análise mais complexa sugere-se a leitura das seguintes referências [97] [92].

Os sinais obtidos durante a campanha experimental do ensaio de vibração ambiental apresentaram em geral ruído, sendo os mesmos tratados posteriormente em MATLAB, sendo esta uma possível causa pelo qual não se obtém uma boa estimativa do segundo modo de vibração do edifício em estudo.

Realiza-se uma modelação 3D no SAP2000, definindo as dimensões da estrutura interna de madeira com base na literatura devido a não ser realizado um levantamento no local. O modelo numérico idealizado é calibrado de forma a estimar o seu módulo de elasticidade e peso volúmico de modo que a primeira e a segunda frequência sejam as mais próximas possíveis, sendo realizada ainda uma comparação entre as configurações modais que revelam uma configuração idêntica. Considera-se que a estimativa do módulo de elasticidade e do peso volúmico como válidas.

6 Análise Estática Não Linear

Neste capítulo realizam-se análises estáticas não lineares utilizando o método SAM e o método Tremuri. O método SAM é aqui aplicado com o programa de cálculo SAP2000, através de uma análise simplificada com uma modelação 2D, mas que é amplamente utilizada por diversos autores [85], [8]. O método Tremuri é aplicado com o programa 3Muri, correspondendo a uma análise 3D da estrutura o edifício, por isso teoricamente mais complexa.

Procura-se neste Capítulo fazer uso de um programa de ampla utilização no contexto do cálculo de estruturas em Portugal (SAP2000) no cálculo do desempenho sísmico de estruturas antigas considerando o seu comportamento não-linear. Apesar do programa não estar particularmente vocacionado para este tipo de análises, comprova-se a possibilidade de utilização deste programa neste âmbito, e salientam-se os principais aspetos da modelação a ter em conta. Em paralelo, utilizou-se também o programa 3Muri que foi especificamente desenvolvido para este tipo de análises, o que simplifica bastante o processo de modelação. No entanto, existem aspetos da modelação, como por exemplo o modelo constitutivo referente ao comportamento mecânico dos lintéis, que são fixos pelo programa, diminuindo a liberdade de escolha.

6.1 Caracterização da alvenaria e da ação sísmica

As propriedades mecânicas assumidas para a modelação numérica encontram-se na Tabela 6-1, sendo o módulo de elasticidade e o peso volúmico foram definidos na Secção 5.3.4 e os restantes parâmetros na Secção 2.2.1.

Tabela 6-1 Paramentos Alvenaria de Pedra Ordinária

E	G	γ	$C_{deslizamento}$	f_t	f_d
(Mpa)	(Mpa)	(kN/m ³)	(kPa)	(kPa)	(MPa)
1.150	463	19	65	24	2,5

A ação sísmica definida para análise da resposta não linear do edifício será determinada com base no EC8, onde são definidas dois tipos de ações sísmicas (tipo 1 e tipo 2), sendo a aceleração máxima de referência de 1,5 m/s² para a ação tipo 1 e de 1,7 m/s² para a ação tipo 2. O terreno considerado foi do tipo A e a classe de importância tipo II. Os detalhes da determinação da respetiva ação sísmica não serão abordados na presente dissertação.

6.2 Aplicação do método SAM.

O método Sam é aplicado com o programa de cálculo SAP2000, seguindo o procedimento descrito em detalhe no Anexo A, referente à aplicação do método a um caso de estudo bem documentado na literatura [6], Este exercício teve como objetivo validar o procedimento antes da aplicação ao caso de estudo do presente trabalho.

A aplicação do Método SAM com o programa SAP2000 pode ser dividida em três partes: I) definição do pórtico equivalente; II) modelação das rótulas plástica; III) análise estática não linear.

I) Definição do Pórtico Equivalente:

A definição do pórtico equivalente já foi abordada anteriormente na secção 4.2 e sendo a mesma definida em maior detalhe no Anexo A. Na Figura 6-1 apresentam-se as medidas que definem a fachada principal do edifício em estudo.

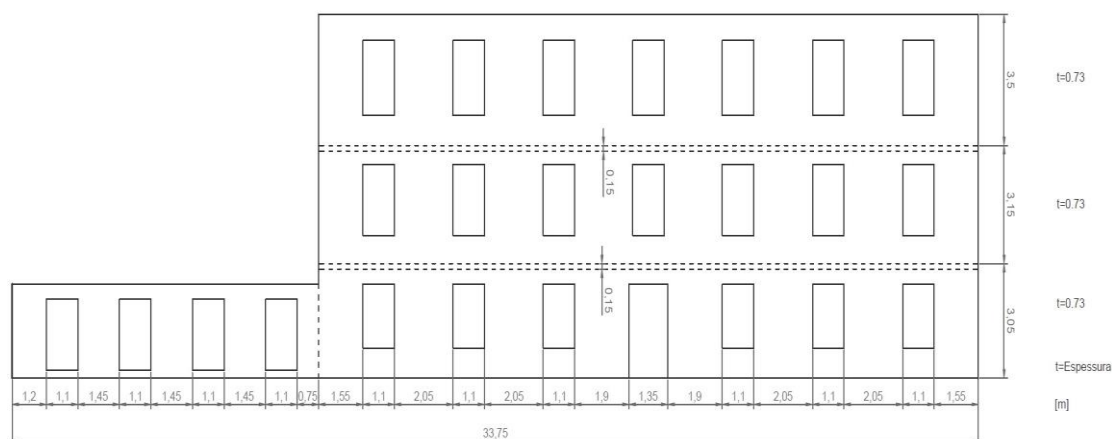


Figura 6-1 Medidas da Fachada Principal

Na Figura 6-2 apresenta-se o pórtico equivalente definido no programa de desenho assistido Auto Cad [98] que define a fachada principal.

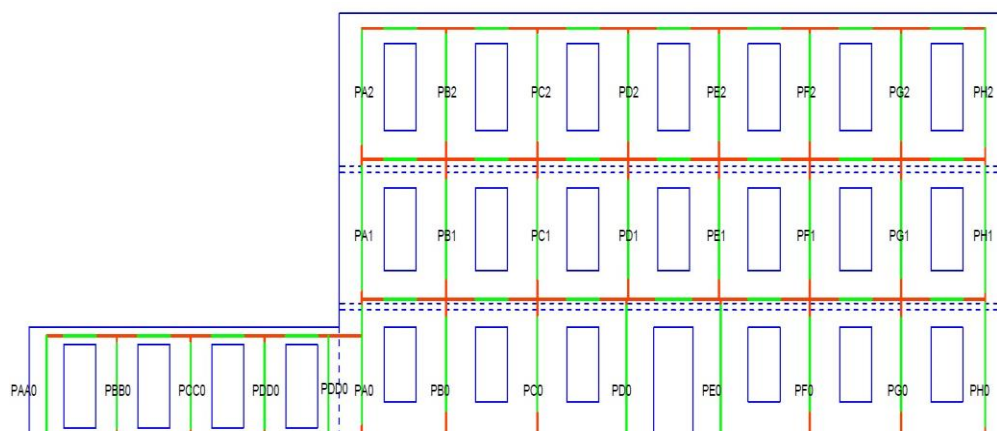
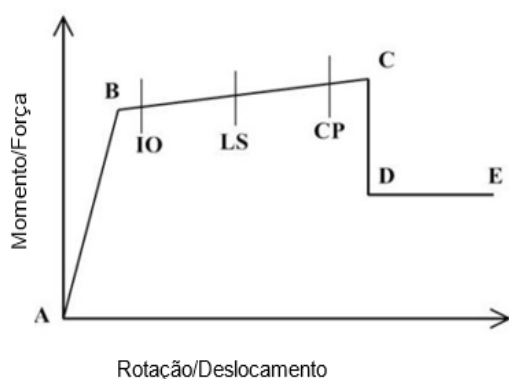


Figura 6-2 Pórtico Equivalente da Fachada Principal.

Os parâmetros geométricos que definem o pórtico equivalente podem ser consultados no Anexo B.

II) Modelação das Rotulas Plásticas:

No programa de cálculo de SAP2000 o comportamento não linear dos materiais pode ser definido através de rótulas plásticas (Hinges). Este tipo de elemento permite análises estáticas não lineares e análises dinâmicas não lineares. Pretendendo-se que através da introdução destes elementos a simulação dos mecanismos de rutura por corte e flexão. As rótulas plásticas podem ser definidas através de uma relação de força-deslocamento para simular o comportamento ao corte, ou com uma relação momento-rotação para comportamento de flexão. Na Figura 6-3, apresenta-se o comportamento tipo de uma rótula plástica definida no SAP2000.



A-Origem do referencial;

B-Cedência, a partir do qual se iniciam as deformações da rótula.

C-Carga última para análise pushover.

D-Tensão residual para análise pushover.

E-Colapso;

Figura 6-3 Curva Momento--Rotação, Força-Deslocamento, para definição do comportamento das rótulas; Adaptado, [99].

Na curva de resposta o comportamento inicial é do tipo elástico, definido pelo ramo A-B, as deformações em regime elástico ocorrem na barra, pois a rótula só admite deformações plásticas com início no ponto B. O ponto C define o momento/força máxima associadas à rótula plástica, sendo o ponto D o momento/força residual que permite o aumento de deformação até atingir-se o colapso total [99]. Para além dos parâmetros definidos anteriormente, existem ainda parâmetros que não têm influência estrutural, sendo apenas informativos do nível de dano ocorrido: IO (Immediate Occupancy), deformação de cedência, a partir da qual a rótula começa a ter deformações; LS (Life Safety), a deformação não deve ser superior a $\frac{3}{4}$ da deformação última; CP (Collapse Prevention), deformação última da rótula plástica.

Os nembros têm um comportamento elástico plástico como referido na Secção 4.2, o comportamento das rótulas plásticas são definidas na Figura 6-4 a) por uma relação de momento-rotação, ($M-\theta$) que simula uma rutura por flexão e por uma relação de força-deslocamento, ($V-\delta$) que simula uma rutura por corte). No caso dos lintéis tem um comportamento frágil ou dúctil, o comportamento das rótulas plásticas são definidas na Figura 6-4 b), por uma curva de força-deslocamento, ($V-\delta$) que traduz a rutura por corte, sendo o valor de α de 0.2 para o comportamento frágil e 1 para o dúctil.

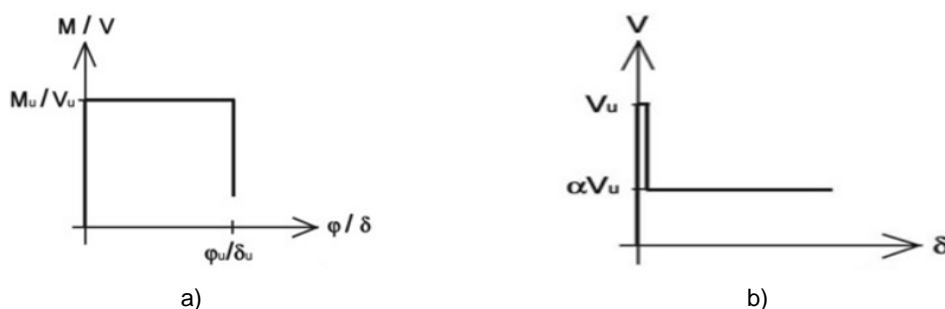


Figura 6-4 Curvas momento de rotação ou força-deslocamento, a) comportamento das rótulas plásticas dos nembros; b) comportamento das rotulas plásticas dos lintéis,[85].

O posicionamento das rótulas plásticas nas nos nembros deve ter em conta a respetiva distribuição de esforços, de forma a obter-se uma modelação correta. Admite-se que o nembro é encastrado em ambas as extremidades como é representado na Figura 6-5 a), originando uma distribuição do esforço transversal constante ao longo do nembro como é representado na Figura 6-5 b). A distribuição de momentos é apresentada na Figura 6-5 d), sendo assim as rótulas M- θ , devem localizar nas extremidades das colunas. Em relação às rótulas V- δ , estas podem estar situadas em qualquer zona do nembro devido ao esforço travesso ser constante, definindo-se assim o centro do nembro para colação das mesmas [84] [88] [8] [85]. Na Figura 6-5 d) apresenta-se o macro elemento idealizado para caraterizar o nembro, com o respetivo posicionamento das rótulas plásticas.

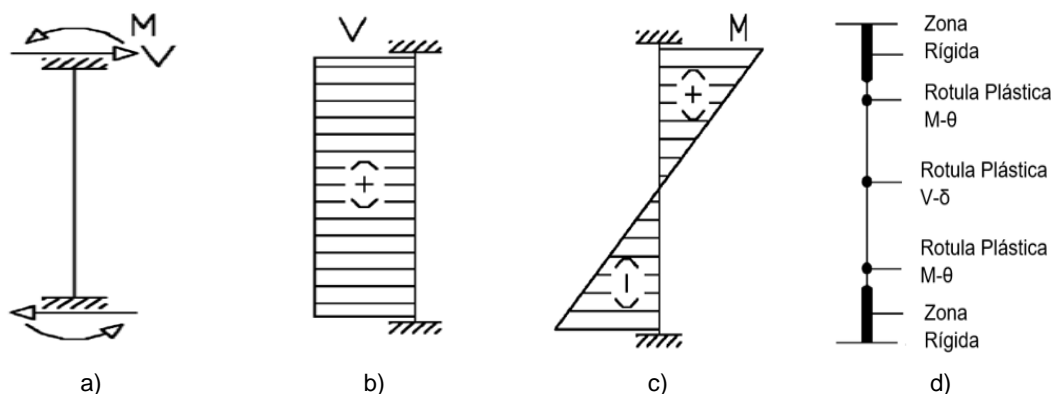


Figura 6-5 Macro elemento dos nembros: a) modelo estrutural idealizado; b) esforço travesso; c) momentos; d) posicionamento das rótulas; Adaptado [84]

No caso dos lintéis estes são igualmente considerados como encastrados nas suas extremidades, conforme é apresentado na Figura 6-6 a), originado uma distribuição de esforço transversal conforme ilustrado na Figura 6-6 b), o posicionamento das rótulas plásticas nos lintéis situam-se ao centro dos lintéis. Na Figura 6-6 c) apresenta-se o macro elemento idealizado para os lintéis com o posicionamento das rótulas plásticas.

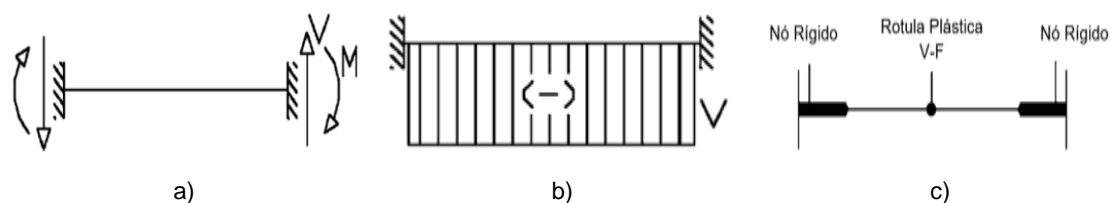


Figura 6-6 Macro elemento dos lintéis: a) modelo estrutural idealizado; b) esforço travesso; c) posicionamento das rótulas; Adaptado [84]

Na Figura 6-7 apresenta-se o modelo do pórtico equivalente em SAP2000 com as rótulas plásticas definidas.



Figura 6-7 Pórtico Equivalente com Rotulas Plásticas, SAP2000

Importa referir que os esforços resistentes e as deformações de cedência e últimas que definem o comportamento das rótulas plásticas foram definidos na Secção 4.2, sendo os respetivos cálculos apresentados no Anexo B.

6.2.1 Análise estática não linear

No SAP2000 os esforços resistentes que definem as rótulas plásticas não são atualizados em função do esforço normal. Esta condicionante pode ter alguma relevância, devido ao facto que durante uma análise estática não linear ocorre uma variação do esforço normal dos nembros devido à aplicação de forças laterais. Para ter em conta este fenómeno são realizadas dois tipos de análises S1 e S2. A análise S1 consiste em utilizar esforços axiais de serviço, no caso da análise S2 é utilizado uma distribuição de esforços axiais correspondente à formação da primeira rótula plástica. Ambos os resultados obtidos pelas análises serão comparados. Importa ainda referir que esta solução foi inicialmente proposta por Plastecier [85] e aplicada posteriormente por Pereira [88].

Na Figura 6-8, apresenta-se as curvas de capacidade tendo em consideração que os lintéis têm um comportamento dúctil. Sendo a análise estática não linear realizada na em ambas os sentidos. podendo-se concluir que não existe uma diferença significativa nas curvas de capacidades obtidas em relação ao sentido da aplicação das forças. Em relação à das distribuição de forças a mais condicionante é a distribuição modal pois a sua força de corte basal é inferior à distribuição uniforme.

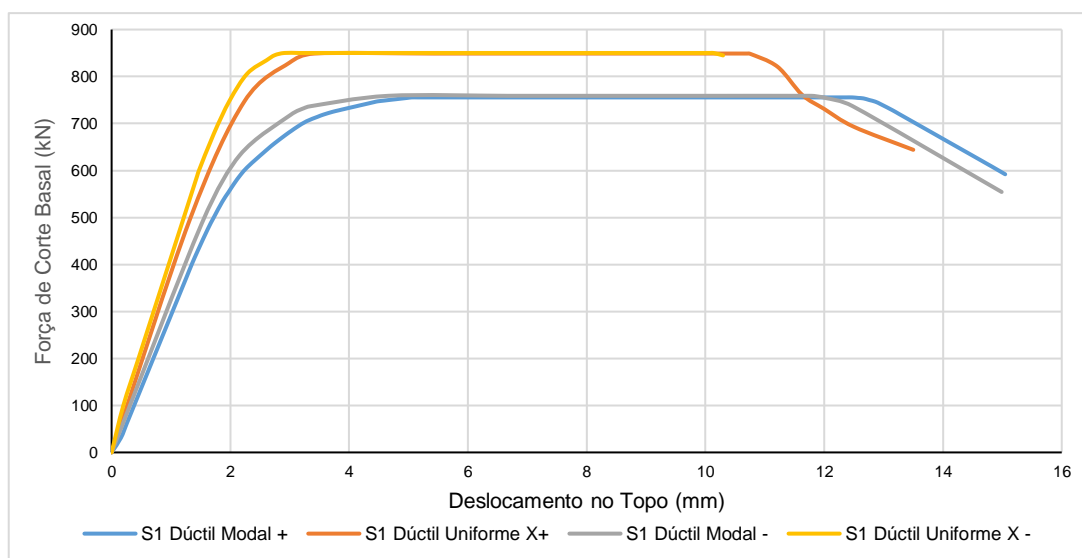


Figura 6-8 Curva de Capacidade para análise S1, como modelação dúctil dos lintéis.

Na Figura 6-9 apresentam-se os resultados obtidos para as curvas de capacidade da análise S1, considerando os lintéis com comportamento frágil. Considera-se apenas o sentido positivo na direção do x. Pela observação da Figura 6-9, pode-se concluir novamente que a distribuição de forças mais condicionante será a modal, sendo ainda visível uma redução da força de corte basal e do deslocamento último em relação à modelação de lintéis através de comportamento dúctil.

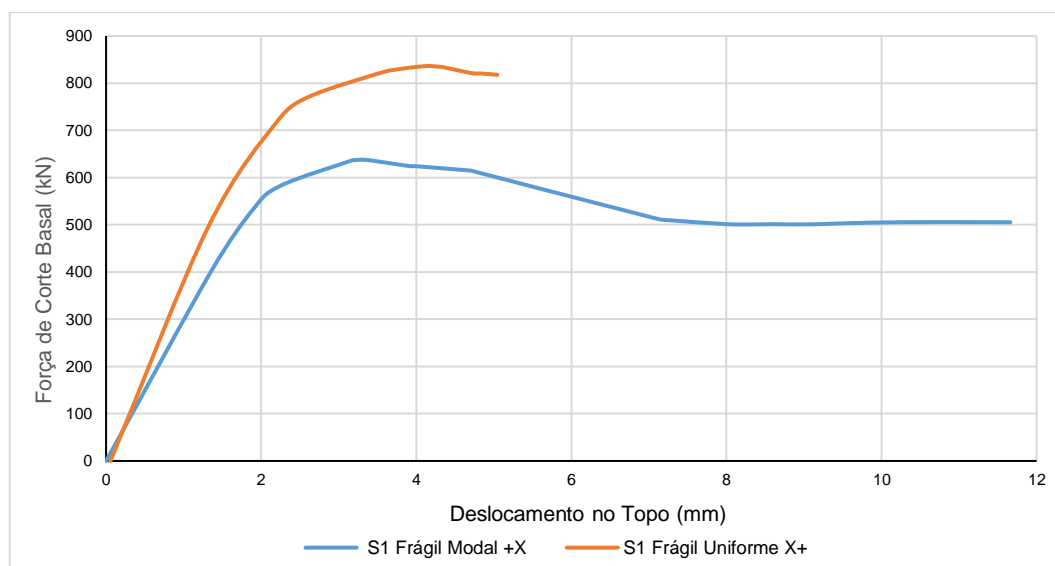


Figura 6-9 Curva de capacidade para análise S1, com modelação dos lintéis como frágeis.

Na Figura 6-10, apresenta-se uma comparação para a análise S1 das curvas de capacidade obtidas através da modelação dos lintéis com comportamento dúctil e com comportamento frágil. Para o caso da modelação com lintéis dúcteis obtém-se uma força máxima de 756 kN e um deslocando máximo 15,1mm, para o caso da modelação com lintéis com comportamento frágil obtém-se uma força máxima de 638 kN e um deslocamento máximo de 11,7cm.A análise através de lintéis frágeis é a mais condicionante pois obtém-se um menor força máxima e menor deslocamento máximo em relação ao comportamento dúctil dos lintéis.

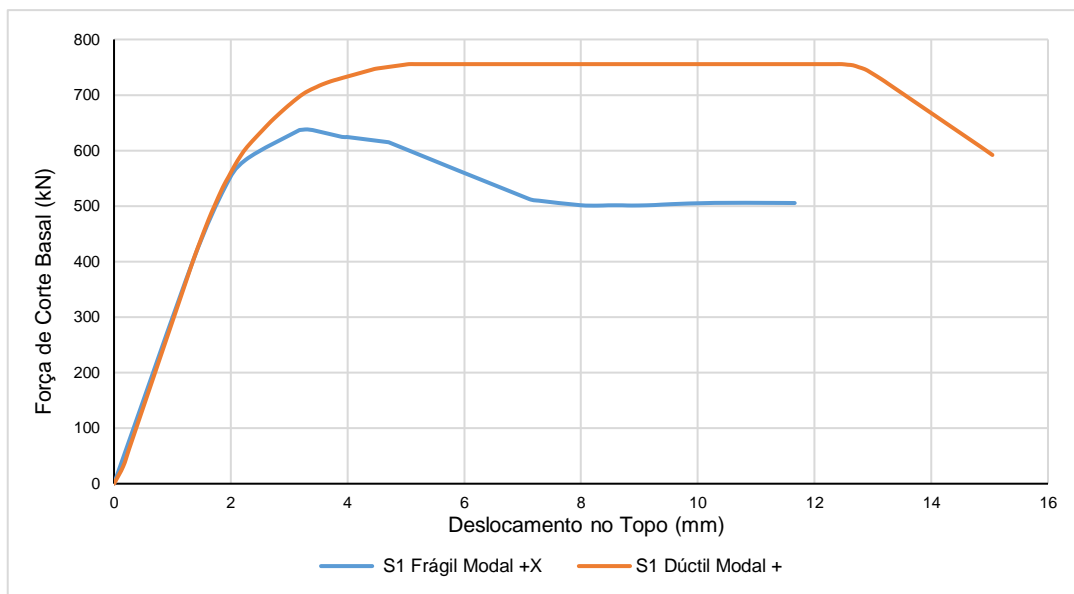


Figura 6-10 Comparação das curvas de capacidade para análise S1, com modelação de lintéis dúcteis e com lintéis frágeis.

As diferenças entre estes dois tipos de modelação também são visíveis em relação aos mecanismos de colapso, no caso da modelação de lintéis dúcteis apresenta-se na Figura 6-11, o mecanismo de colapso, sendo visível um mecanismo de corte ao nível do primeiro piso.

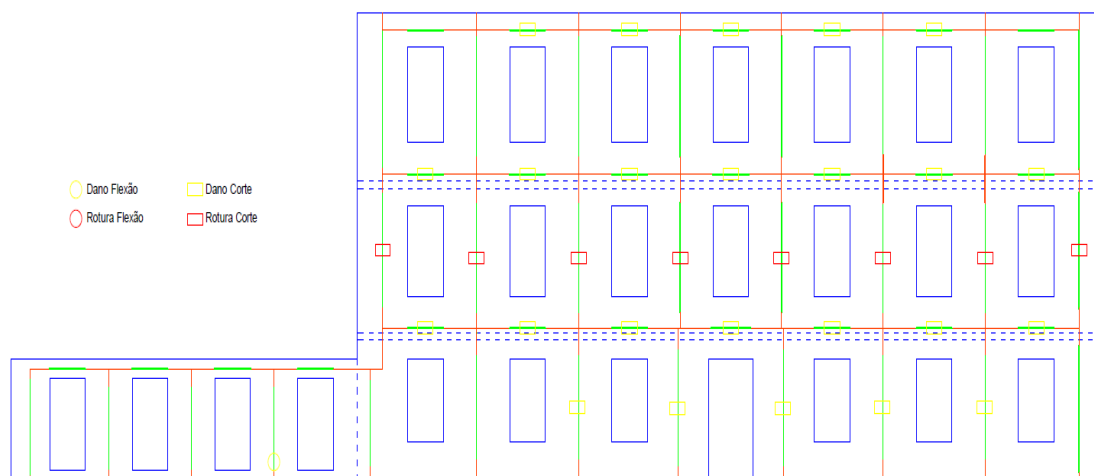


Figura 6-11 Mecanismo de colapso, com modelação dos lintéis com comportamento dúctil.

No caso da modelação dos lintéis com comportamento frágil, o mecanismo é aprestando na Figura 6-12, onde é visível que não ocorre rutura de nenhum elemento estrutural. Apresentando danos por flexão e de corte. A rutura dos elementos estruturais ocorre para um deslocamento que corresponde a uma força de corte basal que é inferior a 80% da força de corte basal última, sendo indicado pelo EC8 que para esses níveis de deslocamento já ocorreu o colapso estrutural. Importa ainda referir que os danos de flexão observados estão de acordo quando se opta pela modelação de lintéis que tenham um comportamento frágil [6].

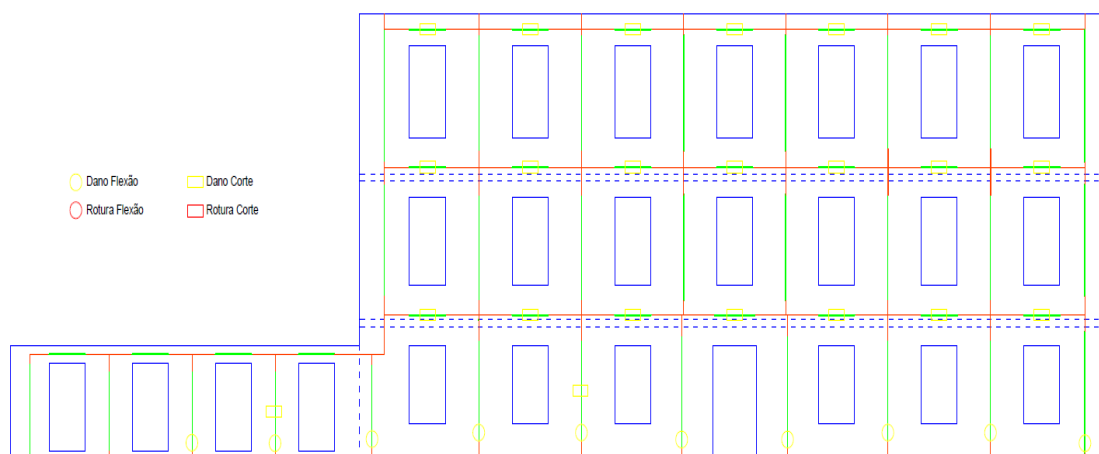


Figura 6-12 Mecanismo de colapso, com modelação dos lintéis com comportamento frágil.

Em relação aos resultados obtidos utilizando a análise S2, estes não serão discutidos por serem idênticos aos obtidos pelo método de análise S1 como é ilustrado na Figura 6-13, onde se apresentam as curvas de capacidade de ambas as análises S1 e S2. De facto estudos já realizados demonstravam que os resultados para ambas as análises seriam idênticos [85] [88]. O facto da análise S2 com lintéis frágeis ter menor deslocamento último em relação à análise S1 deve-se ao facto da análise S2 ser interrompida antes de ser explorado a totalidade da sua capacidade de deformação devido a um erro de convergência no SAP2000.

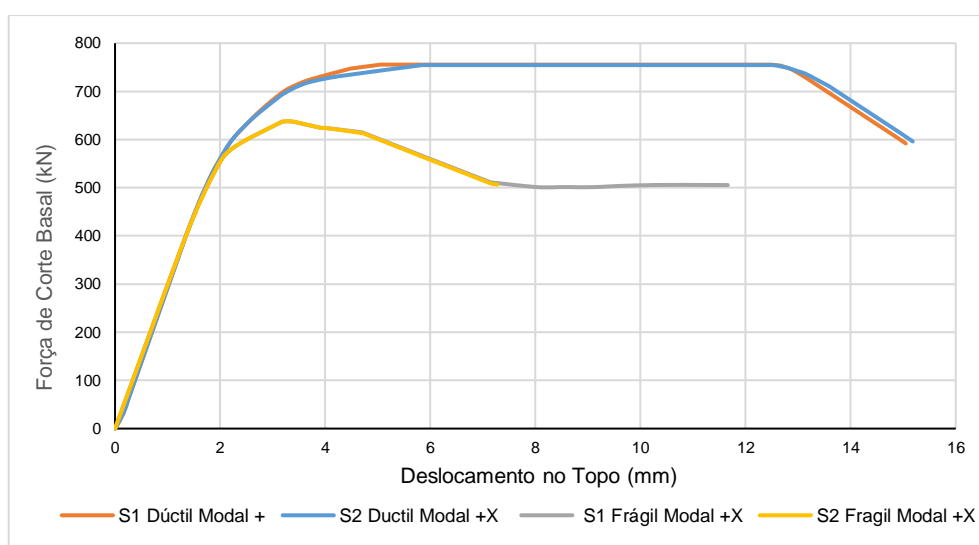


Figura 6-13 Comparação das curvas de capacidade das análises S1 e S2.

A escolha da modelação dos lintéis com comportamento frágil ou dúctil é difícil de avaliar, devido ao reduzido número de estudos realizados. O método SAM deixa ao critério do utilizador a escolha do tipo de comportamento. O comportamento do lintel depende do nível axial que vai estar sujeito, sendo apenas relevante no caso de os lintéis serem reforçados por um cabo de aço (Tie-Road). Outro factor que influencia o tipo de comportamento do lintel é a sua esbelteza, pois lintéis com uma relação de altura comprimento reduzida tendem a ter um comportamento frágil, mas ausência de um critério de que defina previamente a esbelteza de um lintel dificulta a sua definição como sendo esbelto ou não.

6.2.2 Avaliação do desempenho sísmico

A avaliação do desempenho sísmico na presente dissertação será feita através do método N2 apresentado na secção 3.1.1, sendo a transformação de um sistema de NGDL num sistema de 1GDL e a sua respetiva bilinearização, realizada no EXCEL. A avaliação será realizada em ambos os modelos numéricos em que se modela o comportamento frágil e dúctil dos lintéis. Importa ainda referir que a norma Italiana OPCM 3431 define que para o caso de edifícios existentes deve-se realizar uma redução de 65% da ação sísmica elástica definida no EC8 [8].

Avaliação do desempenho sísmico, para lintéis com comportamento dúctil:

Na Figura 6-14, apresenta-se a bilinearização da curva de capacidade da análise S1 Modal X+, que foi definida como sendo a mais condicionante.

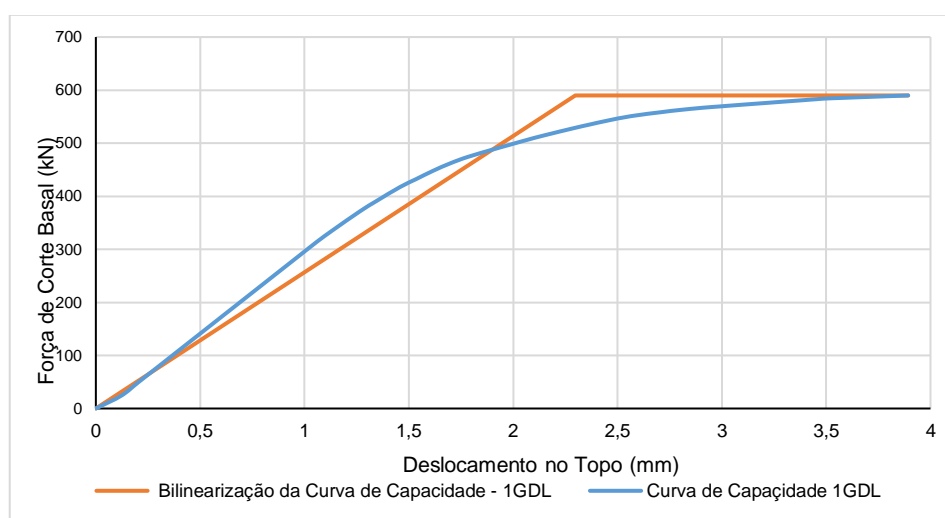


Figura 6-14 Bilinearização da curva de capacidade de 1GDL

O coeficiente de transformação Γ , que transforma um sistema de NGDL num sistema de 1GDL é de 1,28, podendo então aplicar a equação (3.3) para obter a curva de capacidade de 1GDL. Em relação à curva de bilinearização tem como força de cedência F_y^* , o valor de 590 kN e o seu deslocamento d_m^* , 3,9 mm. O período do sistema de 1GDL é de 0,164s sendo considerado como um período curto. Aplicando a equação (3.8), obtém-se um deslocamento alvo d_t^* de 9,5 cm. Para o caso da redução de 65% da ação sísmica os procedimentos de cálculo são idênticos. Na Tabela 6-2, apresenta-se os objetivos d_t^* obtidos para um sistema de 1GDL e para NGDL.

Tabela 6-2 Deslocamentos objetivos.

Deslocamento alvo	d_t^* (mm)	d_t (mm)
Ação sísmica	9,48	12,16
65% Ação sísmica	4,04	5,17

A segurança para ambas as situações com e sem redução da ação sísmica, pois o deslocamento máximo é de 15,1 mm. Na Figura 6-15, apresenta-se os danos ocorridos na fachada para um deslocamento de 12,16 cm, onde é possível visualizar o dano esperado na fachada para a ação sísmica.

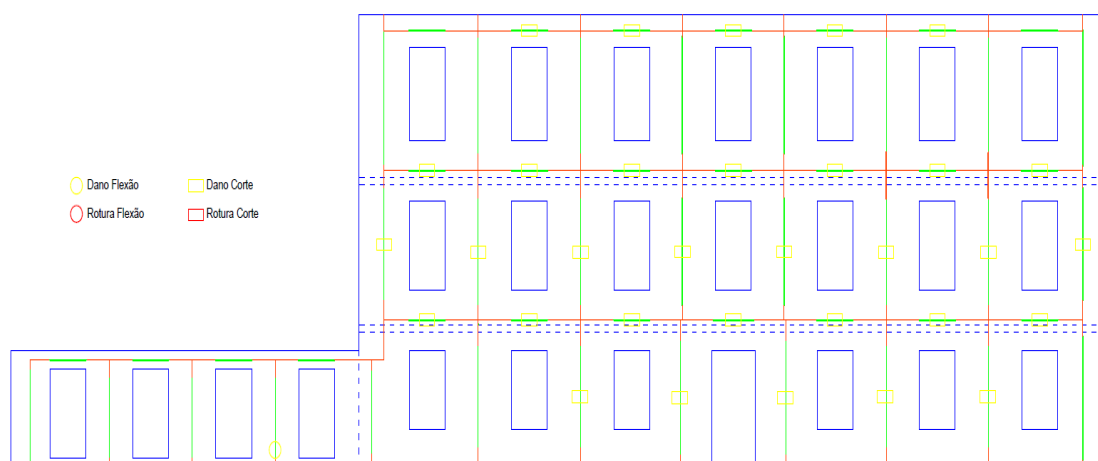


Figura 6-15 Danos na fachada para um deslocamento no topo de 1,216 cm.

Avaliação do desempenho sísmico, para lintéis com comportamento Frágil:

A avaliação do desempenho sísmico seguiu os mesmos procedimentos já anteriormente referidos. Na Figura 6-16 apresenta-se a bilinearização da curva de capacidade de 1GDL.

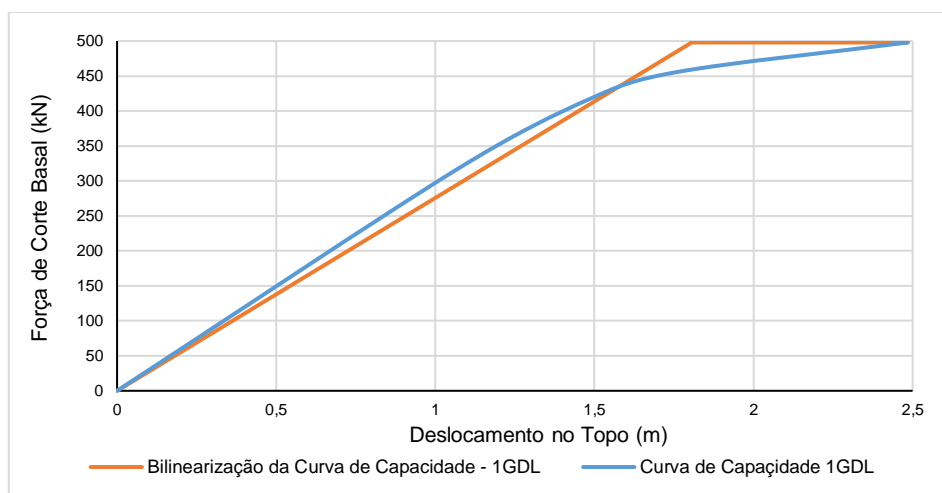


Figura 6-16 Bilinearização da curva de capacidade de 1GDL.

Em relação aos deslocamentos alvos obtidos, estes encontram-se na Tabela 6-3.

Tabela 6-3 Deslocamentos objetivos

Deslocamento alvo	d_t^* (mm)	d_t (mm)
Ação sísmica	10	12,8
65% Ação sísmica	4,75	6,08

Neste caso de modelação dos lintéis com comportamento frágil a segurança não é verificada para a consideração da ação sísmica na sua totalidade, mas se considerar apenas 65% nesse caso a segurança já é verificada. O que leva a concluir uma vez mais que apesar dos lintéis serem considerados elementos secundários num edifício de avelaria, este afetam desempenho sísmico do edifício podendo originar resultados conservativos ou sobreavaliar o desempenho sísmico do edifício caso não seja realizada uma correta modelação do seu comportamento.

6.3 Aplicação do método 3Muri.

Em relação ao Método Tremuri, utiliza-se o programa de cálculo 3Muri versão comercial 10.0, sendo que neste caso é realizada a modelação tridimensional do edifício em estudo. A apresentação do modelo numérico segue os alçados indicados na Figura 6-17.

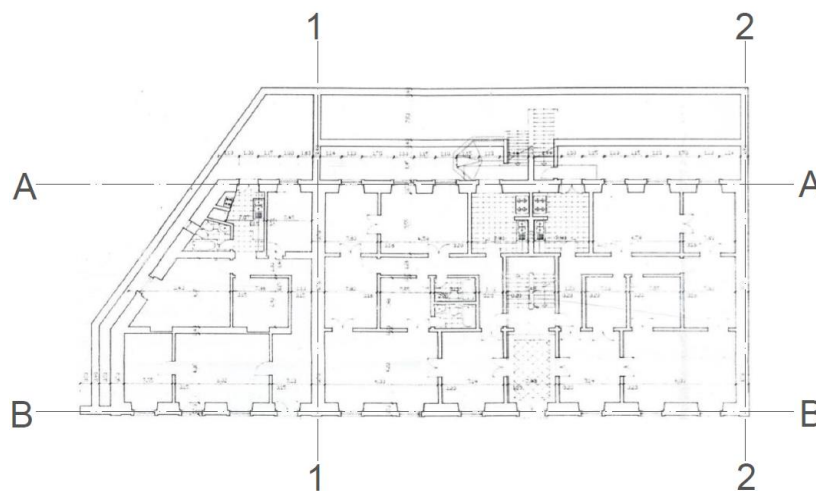


Figura 6-17 Alçados indicados na planta do edifício do caso de estudo para representar o modelo numérico desenvolvido no 3Muri.

Na Figura 6-18 apresenta-se uma vista geral do modelo numérico, com a definição do pórtico equivalente, em que a verdes são representados os lintéis, a laranja os nembos e a azul as zonas rígidas. Na mesma imagem é ainda possível visualizar as paredes de frontal modeladas com recurso ao macro elemento que caracteriza o comportamento da alvenaria.

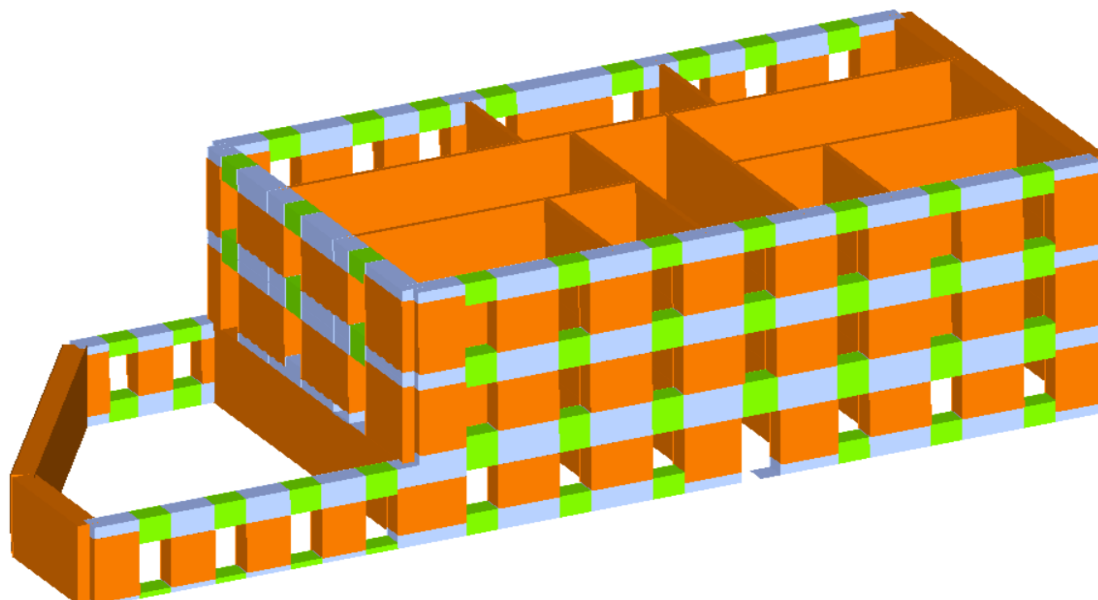


Figura 6-18 Vista Geral Modelo 3Muri

Na Figura 6-19, apresenta-se a fachada principal do edifício em estudo correspondente ao alçado B-B.

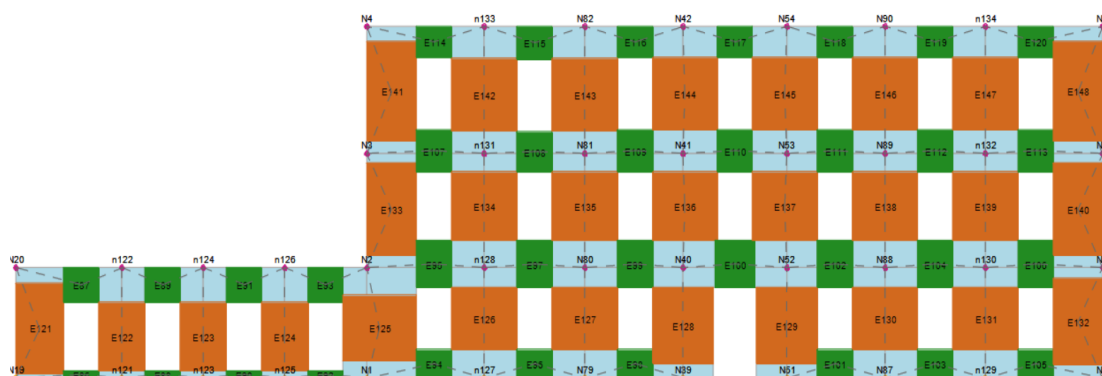


Figura 6-19 Pórtico equivalente me 3Muri da fachada principal do edifício em estudo, alçado B-B

Na Figura 6-20, apresenta-se a fachada posterior do edifício em estudo correspondente ao alçado A-A.

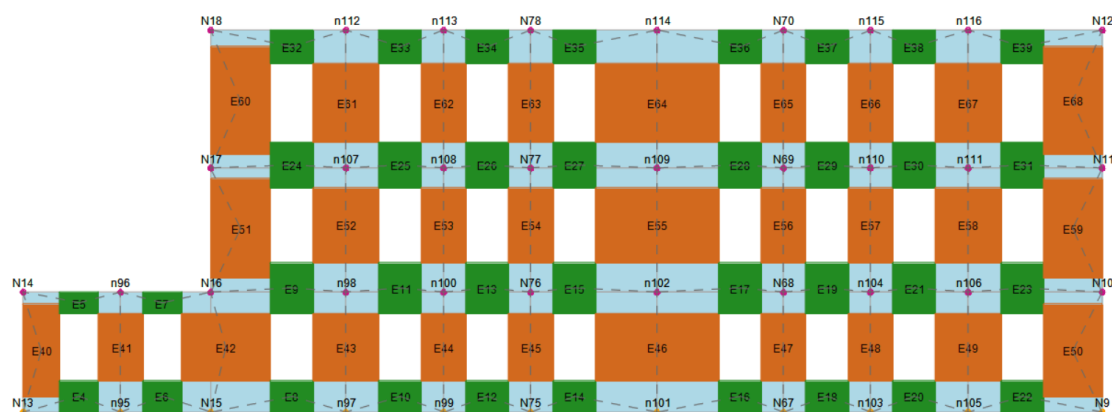


Figura 6-20 Pórtico equivalente me 3Muri da fachada posterior do edifício em estudo, alçado A-A.

Na Figura 6-21, apresenta-se a empenhas do edifício em estudo, sendo que na Figura 6-21 a) corresponde ao alçado 1-1 e Figura 6-21 na b) corresponde ao alçado 2-2.

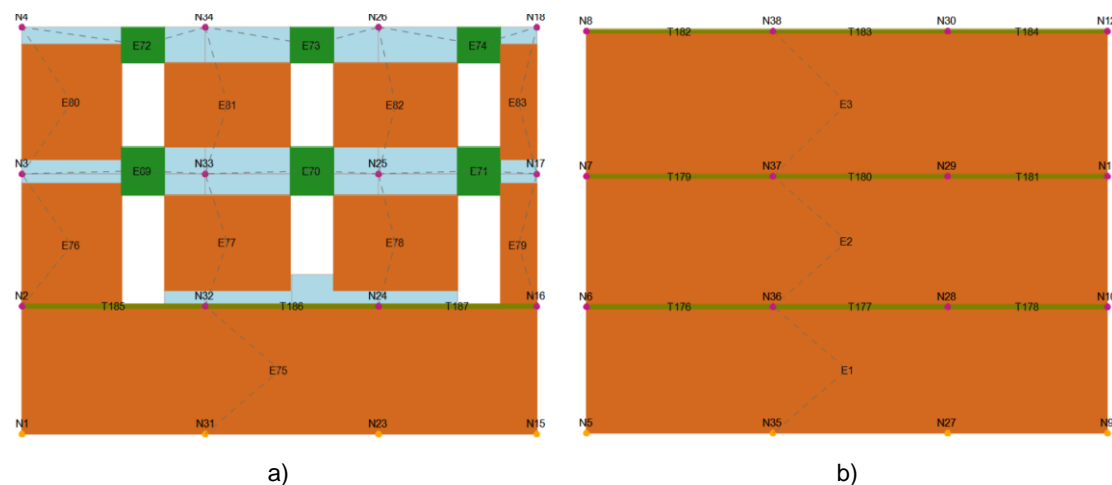


Figura 6-21 Pórtico equivalente me 3Muri das empenhas do edifício em estudo: a) alçado 1-1; b) alçado 2-2.

Realizou-se ainda um modelo numérico em que não foram modeladas as paredes de frontal, apresentado na Figura 6-22, uma vista geral correspondente a esse modelo.

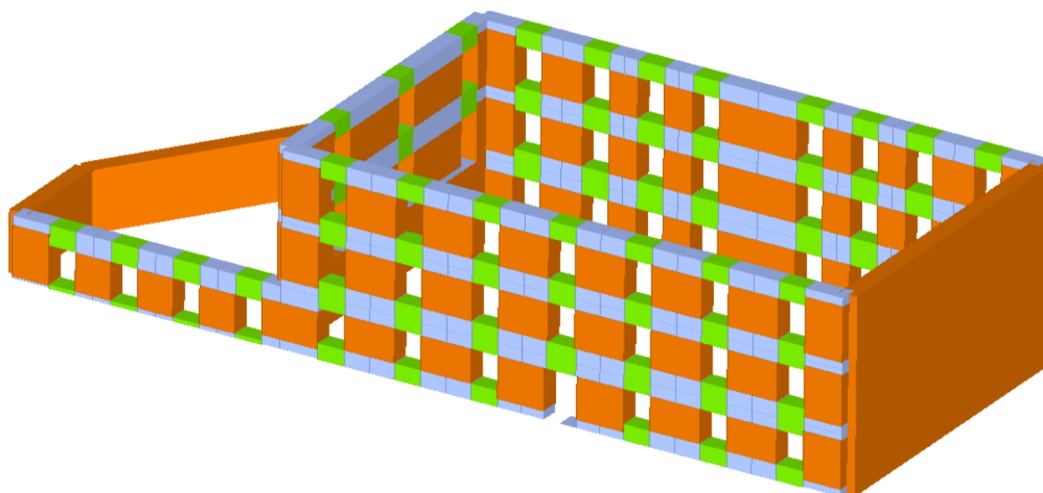


Figura 6-22 Vista geral do modelo em 3Muri sem paredes de frontal.

6.3.1 Modelação das paredes de frontal.

No programa de cálculo 3Muri, como referido na secção 4.3. a modelação dos materiais é realizada através de macro elementos mas na versão utilizada na presente dissertação não existe um macro elemento capaz de caraterizar o comportamento das paredes de frontal. Este tipo de macro elemento apenas esta disponível numa versão científica do 3Muri [43]. A solução proposta será a modelação das paredes de frontal através dos macros elementos definidos para caraterizar o comportamento da alvenaria. No entanto o 3Muri não permite a modelação de paredes isoladas pelo que foi necessário optar por um procedimento idêntico ao que foi utilizado na tese de Renda [100] em que se modela uma “caixa” com elementos de alvenaria, sendo colocado no topo um piso rígido. Na Figura 6-23 apresenta-se a “caixa” formada por parede de elementos de alvenaria que irá servir de modelo para calibrar as propriedades mecânicas do elemento de alvenaria.

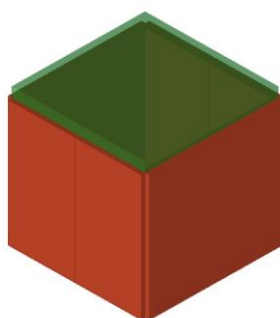


Figura 6-23 Modelo "Caixa" 3Muri.

A “caixa” foi modelada com diferentes dimensões, com as seguintes configurações: 2x2, com 2.56x2.48x0.15 (comprimento, altura e espessura), 3x2 com 2,56x3,72x0,15; 3x4 com 5,12x3,72. A curva de capacidade aproximada é representativa de uma das paredes da “caixa”, paralela à direção

da análise. As curvas de capacidade obtidas foram aproximadas às obtidas para as mesmas configurações relativas às paredes de frontal por Meireles [43]. Para se obter uma boa aproximação utilizou-se os seguintes critérios: I) obter uma rigidez inicial aproximada; força plástica próxima dos valores médios entre a força de pico; II) força última da curva de capacidade da parede de frontal; aproximar o deslocamento último. Na Figura 6-24, apresenta-se a comparação entre o macro elemento de alvenaria 2x2 que simula o comportamento de uma parede de frontal, com um macro elemento desenvolvido por Meireles [43]. Apesar de não ser uma aproximação perfeita considera-se que a mesma é aceitável, para as limitações em que foram desenvolvidas.

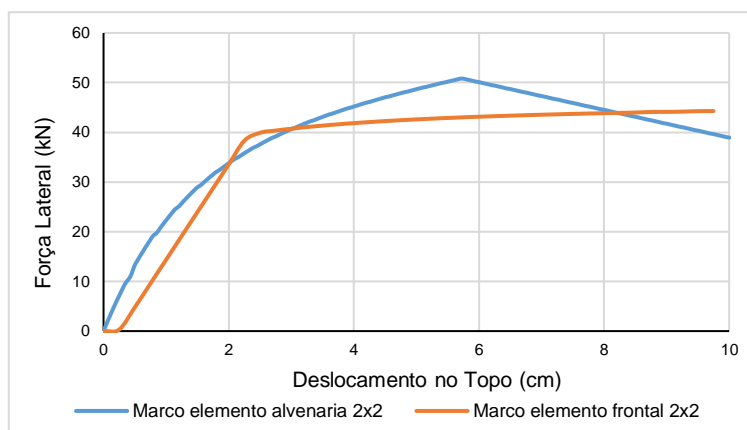


Figura 6-24 a comparação entre o macro elemento de alvenaria 2x2 que simula o comportamento de uma parede de frontal, com um macro elemento desenvolvido por Meireles.

Na Figura 6-24, apresenta-se as curvas de capacidade obtidas para diferentes configurações de paredes de frontal.

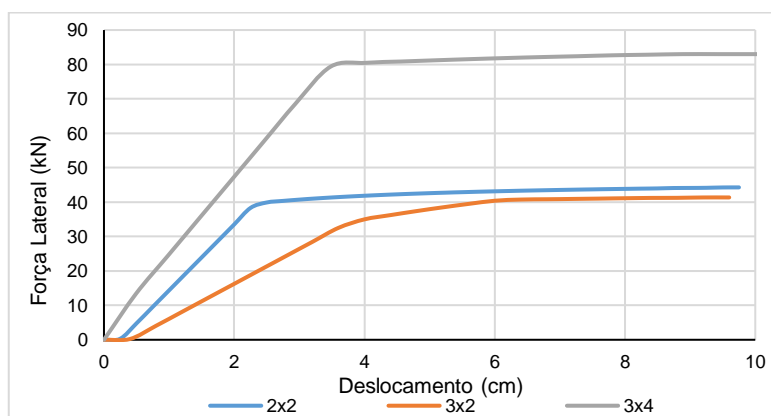


Figura 6-25 Curvas de capacidade para diferentes configurações das paredes de frontal.

6.3.2 Curvas de capacidade.

A análise estática não linear realizada no 3Muri admite as mesmas distribuições de forças referidas anteriormente (modal e uniforme), a análise será realizada na direção x e y e variando o sentido da distribuição das forças laterais, sendo a curva de capacidade obtida referente ao edifício em estudo admitindo apenas mecanismos do plano. Em relação à escolha do nó de controlo foi definido na fachada principal para casos do carregamento na direção x, no caso dos carregamentos na direção y o nó de controlo definido foi na empena do edifício de estudo. Esta escolha deve-se ao facto de

se optar por escolher a parede de alvenaria que em função da direção das forças de análise aparenta ser a mais condicionante [101]. Em ambas as situações o nó de controlo situa-se no topo do edifício. O valor de deslocamento obtido é a média de todos os pontos do último piso, devido ao piso ser considerado flexível, originando diferenças de deslocamentos entre os pontos localizados no topo do edifício [102]. Na Figura 6-26, apresentam-se as curvas de capacidade obtidas para as distribuições uniformes e modais.

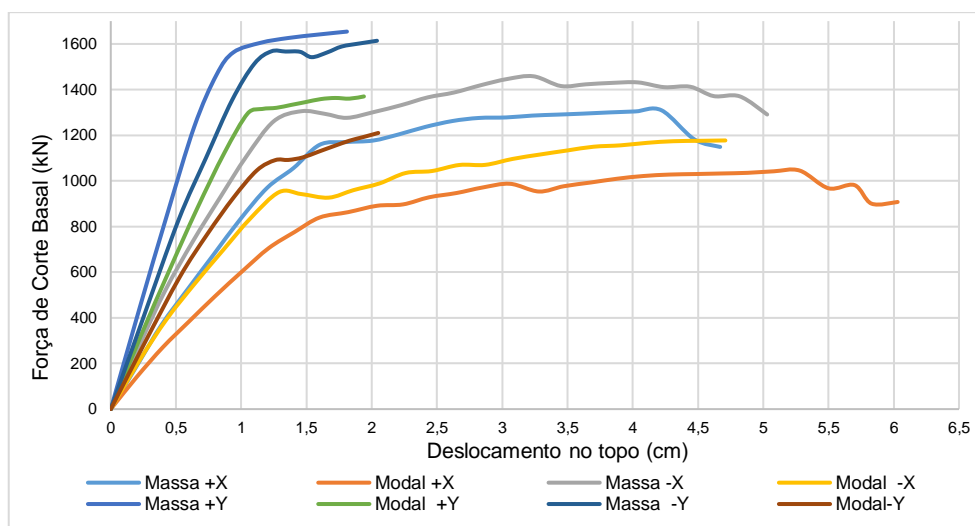


Figura 6-26 curvas de capacidade obtidas para as distribuições uniformes e modais, fazendo variar a direção e sentido do carregamento.

Como é possível observar na Figura 6-26, a análise modal na direção x no sentido positivo é a mais condicionante. Importa ainda referir que o edifício em estudo tem uma maior rigidez na direção y, ou seja para carregamentos com direção paralela às empenas do edifício, o que seria de esperar devido as empenas apresentarem uma menor quantidade de aberturas (janelas, portas) o que resulta numa maior rigidez. [101] [43].

Na Figura 6-27, apresenta-se as curvas de capacidade do edifício em estudo, da fachada frontal, posteriores e das paredes de frontal.

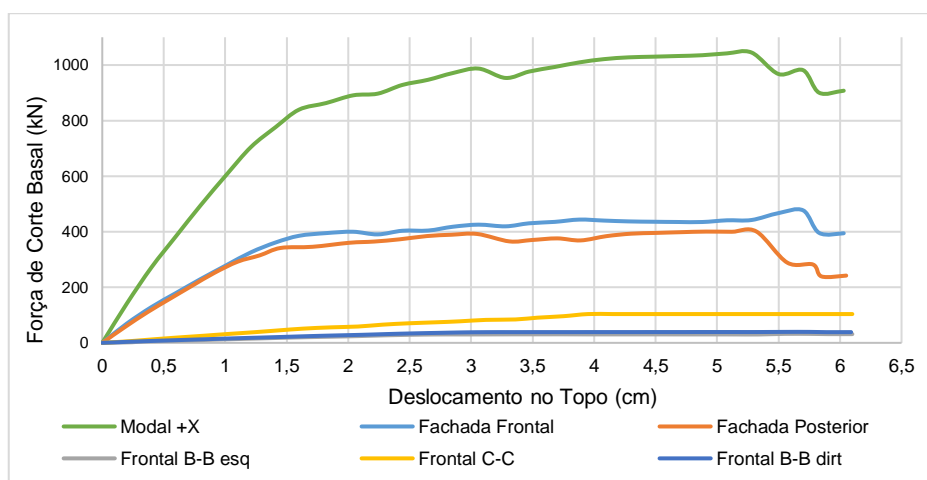
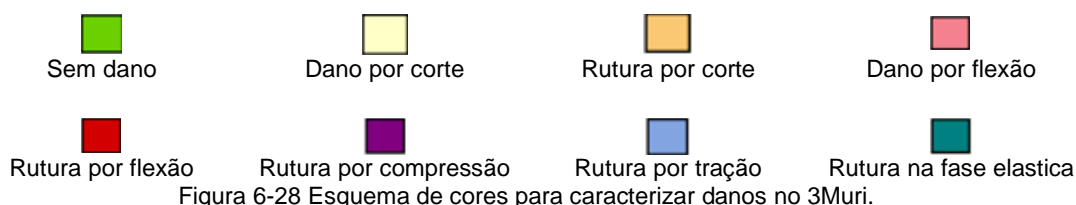


Figura 6-27 Curvas de capacidade da fachada principal, fachada posterior, frontal B-B esq, frontal B-B dirt, frontal C-C.

Como já foi referido anteriormente na secção 2.3.2, a contribuição das paredes de frontal para a força de corte basal é reduzida, sendo comprovado novamente na presente dissertação em que a força de corte basal das paredes de frontal corresponde a 17% da força de corte basal do edifício em estudo.

São apresentados de seguida os mecanismos de colapso das fachadas e empenas. Para a sua correta interpretação apresenta-se na Figura 6-28 o esquema de cores utilizado pelo 3Muri para caracterização do dano.



Na Figura 6-29, apresenta-se o mecanismo de colapso da fachada principal. É possível visualizar que maior parte dos lintéis colapsam por flexão, devido ao baixo nível axial que os mesmos vão estar sujeitos. Como referido na secção 4.3, o mecanismo de rutura de flexão dos lintéis origina um valor resistente ultimo conservativo pelo que deve-se interpretar estes resultados com alguma reserva. Em relação aos nembos é visível que a maior parte deles tem dano por flexão mas não atingem a rutura, sendo que apenas dois têm danos por corte, existindo apenas um caso ocorre a rutura.

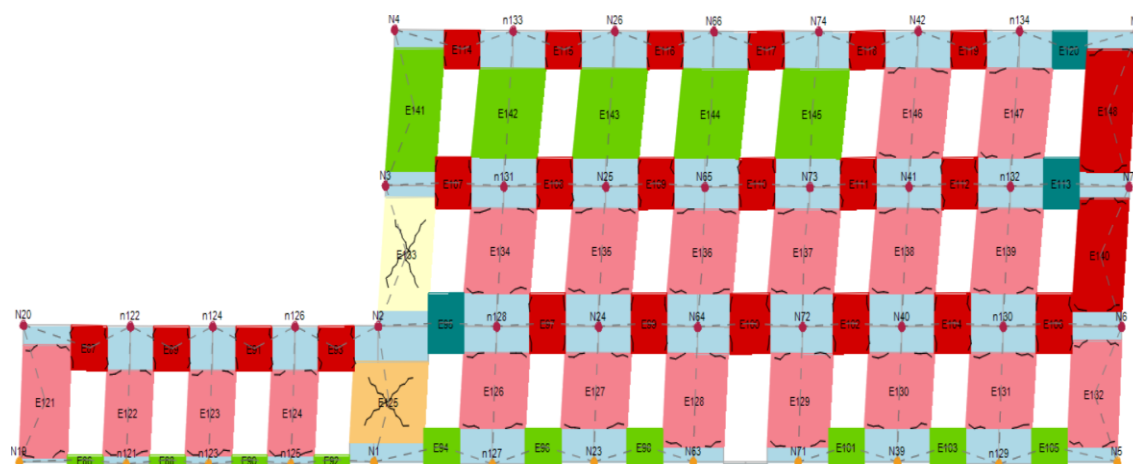


Figura 6-29 Danos na fachada principal.

Na Figura 6-30 apresenta o mecanismo de colapso da fachada posterior sendo idêntico à da fachada principal.

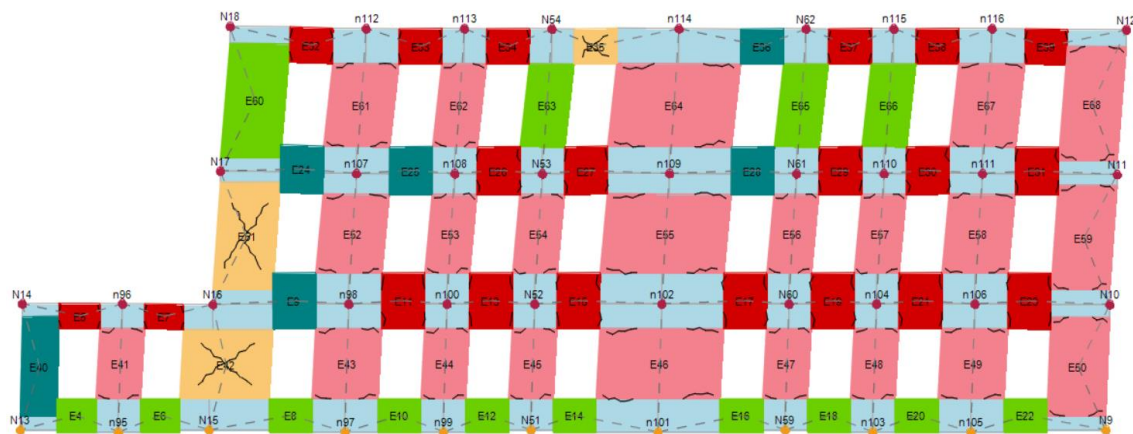


Figura 6-30 Danos na fachada posterior.

Na Figura 6-31, apresenta-se os danos nas empenas, na Figura 6-31 a) da empena 1-1 e na Figura 6-31 b) na empena 2-2.

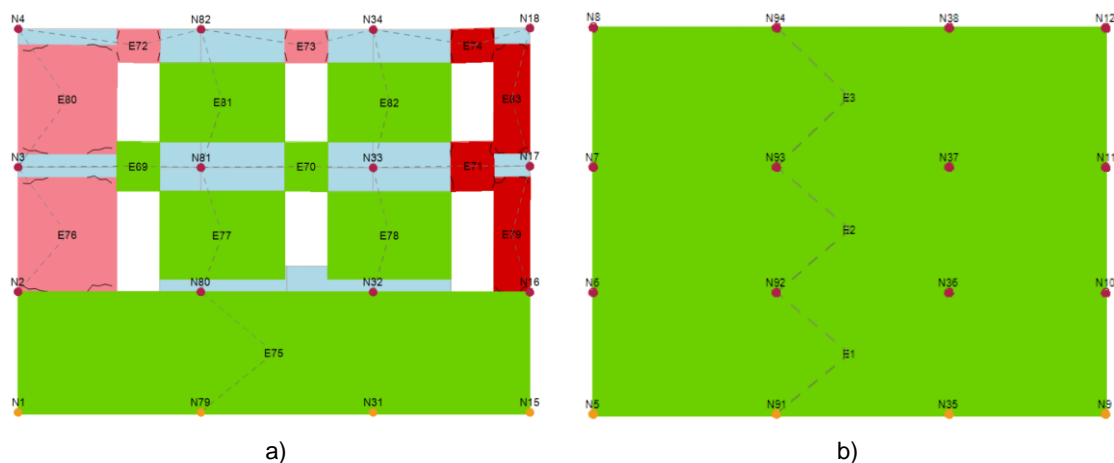


Figura 6-31 Danos nas empenas: a) empena 1-1; b) empena 2-2.

As empenas sofrem dano devido aos mecanismos para fora do plano estarem impedidos, originando que a força associada a esse tipo de mecanismo seja transmitida às paredes de fachada aumentando assim as forças aplicadas nestas.

Foi realizada ainda uma análise estática não linear sem a modelação das paredes de frontal como referido anteriormente. Dessa análise conclui-se que a direção e sentido mais condicionante são iguais ao do edifício quando modelado com paredes de frontal, ou seja a análise modal +X.

Na Figura 6-32 são apresentadas as curvas de capacidade do edifício modelado com as paredes de frontal e sem as mesmas.

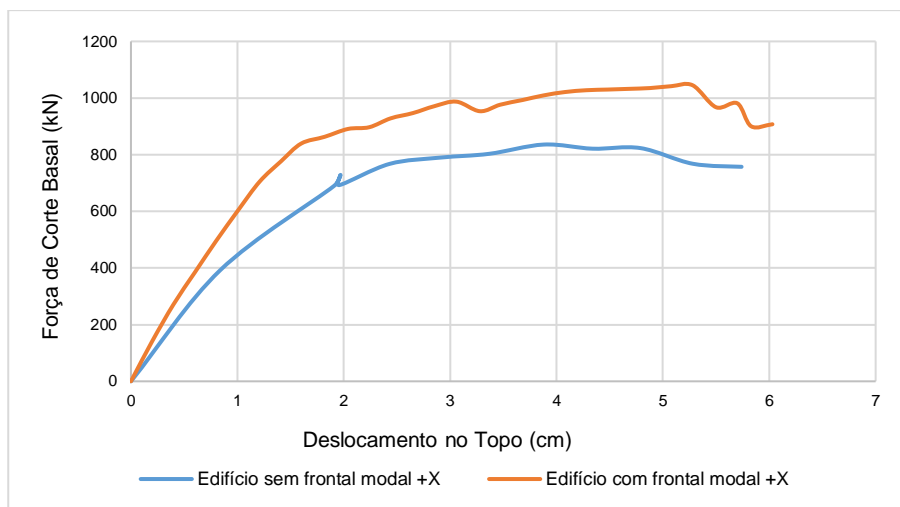


Figura 6-32 Comparação das curvas de capacidade de edifício de estudo com e sem modelação das paredes de frontal.

Pode-se concluir que a parede de frontal contribui para um aumento da rigidez do edifício, força de corte basal última (sendo essa contribuição reduzida) e para um aumento ligeiro do deslocamento máximo do edifício. Na Figura 6-33, apresenta-se um gráfico ilustrativo da contribuição em percentagem de cada elemento estrutural do edifício para a força de corte basal com ou sem a modelação das paredes de frontal.

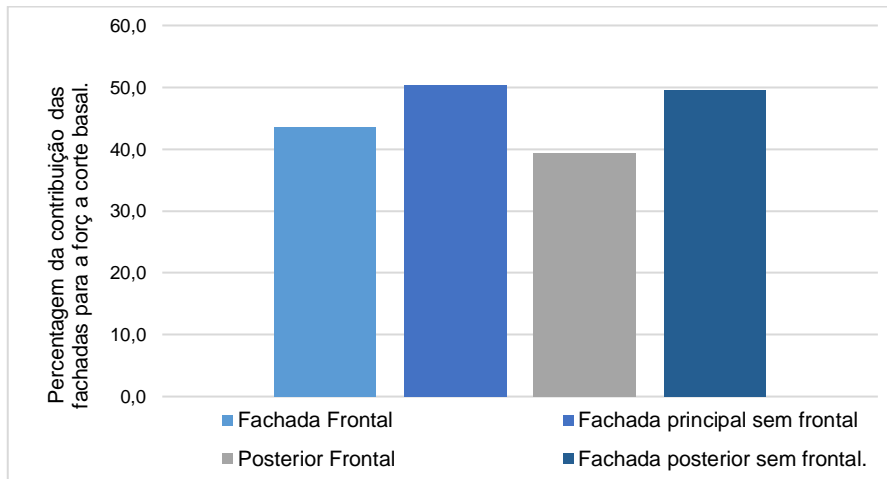


Figura 6-33 Contribuição das fachadas para a força de corte basal.

A modelação sem paredes de frontal é mais conservativa pois a força de corte basal é maior no caso em que a parede de frontal não é modelada, como referido na secção 2.3.2.

A avaliação sísmica do edifício é realizada da mesma forma como foi no caso da avaliação da fachada principal pelo método SAM aplicado ao SAP2000, ou seja aplicando o método N2. No caso do 3Muri o programa automaticamente realiza os cálculos necessários para a determinação do deslocamento objetivo.

Na Figura 6-34 apresenta a bilinearização da curva de capacidade do edifício em estudo para um sistema de 1GDL

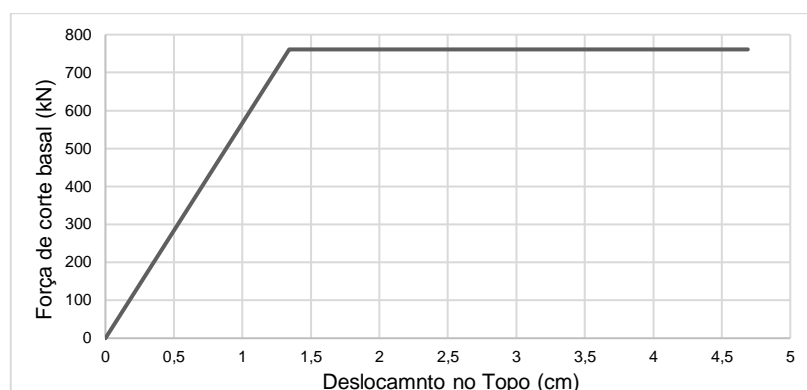


Figura 6-34 Curva de capacidade bilinear do edifício em estudo para um sistema de 1GDL.

Os parâmetros que definem a curva de capacidade bilinear são: $\Gamma = 1,29$; $F_y^* = 761 \text{ kN}$; $d_y^* = 1,34 \text{ cm}$; $d_m^* = 4,69 \text{ cm}$. Em relação aos deslocamentos objetivos, estes são apresentados para a consideração da ação sísmica na sua totalidade e para 65%, na Tabela 6-4.

Tabela 6-4 Deslocamentos objetivos.

Deslocamento alvo	d_t^* (cm)	d_t (cm)
Ação sísmica	6,52	8,41
65% Ação sísmica	4,25	5,48

Como o deslocamento máximo do edifício para a análise considerada (modal +X), é de 6,03cm, a segurança não é verificada para a consideração da ação sísmica na sua totalidade mas para o caso de se considerar apenas 65% da ação sísmica então a segurança é verificada.

6.4 Discussão de resultados

No presente capítulo realizaram-se análises estáticas não lineares de modo a avaliar-se o desempenho sísmico do edifício em estudo com recurso ao método N2 proposto no EC8. Utilizaram-se dois métodos de modelação, o método SAM com o SAP2000 e o método Tremuri com o 3Muri. No caso do método SAM apenas se modelou a fachada principal do edifício em estudo. No 3Muri realiza-se a modelação tridimensional do edifício em estudo.

Os resultados obtidos pelo método SAM garantem a segurança sísmica considerando a ação sísmica regulamentar na sua totalidade da fachada principal, quando se considera que os lintéis têm um comportamento dúctil. No caso de ser admitido um comportamento frágil a segurança sísmica só é obtida para a consideração de 65% da ação sísmica.

No caso do método Tremuri, a segurança sísmica só é obtida considerando 65% da ação sísmica, no entanto deve-se ter em conta que a grande maioria dos lintéis atingem a rutura através do mecanismo de flexão originando valores últimos de resistência conservativos. Em relação às paredes de frontal comprova-se que a sua não modelação neste tipo de edifícios é uma opção conservativa para mecanismos no plano.

No caso do desempenho sísmico para a consideração dos lintéis comportamento frágil utilizando o método SAM obtém-se apenas a verificação da segurança para 65% da ação sísmica assim como no método 3Muri. No caso da modelação com a consideração dos lintéis com comportamento dúctil (SAP2000) verifica para a totalidade da ação sísmica.

As curvas de capacidade resistente obtidas para a fachada principal do edifício antigo em estudo pelo método SAM e Tremuri são comparadas na Figura 6-35. Como se pode observar, as curvas de capacidade resistente diferem em termos de resistência última e deslocamento último. O método 3Muri apresenta maior ductilidade, menor resistência última e menor rigidez inicial em relação ao modelo SAM aplicado ao SAP 2000. Estas diferenças devem-se principalmente ao facto de ser realizada uma análise 2D da fachada principal no caso do método SAM e uma modelação 3D no caso do método 3Muri. Outro factor que contribui para as diferenças entre as duas opções de modelação, refere-se ao tipo de mecanismos considerados para os lintéis. No caso do método 3Muri considera-se que os mesmos irão colapsar devido à flexão, originando esforços resistentes muito reduzidos e como consequência uma resistência última menor em relação ao método SAM que considera o mecanismo por corte nos lintéis.

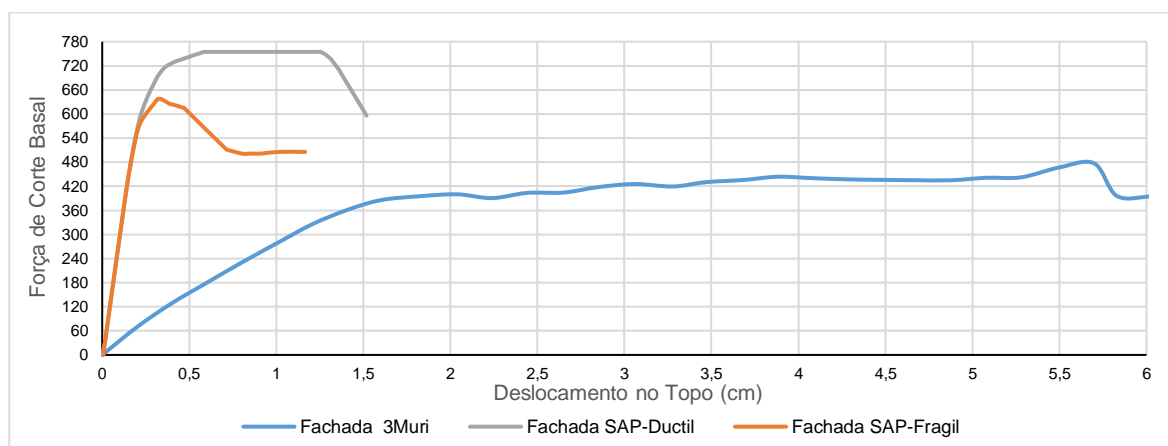


Figura 6-35 Comparação das curvas de capacidade resistente

7 Análise Dinâmica Não Linear

Neste capítulo efetua-se uma análise dinâmica não-linear incremental da parede de fachada do edifício, com vista ao cálculo da respetiva curva de fragilidade, utilizando o método SAM com o SAP2000. No caso do Tremuri não será utilizado devido ao programa 3Muri realizar análises dinâmicas não lineares apenas na sua versão científica.

A realização de análises dinâmicas não lineares tem como objetivo a determinação da curva de fragilidade da fachada do edifício em estudo. A determinação de curvas de fragilidade pode ser obtida através de análises estáticas não lineares aplicado o método HAZUS [54], que permite inclusive ter em consideração da incerteza relativamente às incertezas dos materiais [103] ou através de análises dinâmicas não lineares, tendo esta a vantagem de considerar a incerteza sísmica permitindo assim determinar a probabilidade de um determinado estado de dano em função de uma intensidade sísmica [103].

Novamente pretende-se também neste Capítulo demonstrar a capacidade de realização de análises avançadas de resposta sísmica de edifícios antigos, utilizando um programa de cálculo de estruturas generalista (SAP2000).

7.1 Modelação numérica

No SAP2000 a análise dinâmica não linear pode ser realizada definindo rótulas plásticas na estrutura, e através da integração direta, ou alternativamente utilizando elementos de ligação, permitindo a substituição de métodos de integração direta por um método desenvolvido por Wilson [104], designado como Fast Nonlinear Analysis (FNA). Este método permite uma redução no tempo de análise em relação à utilização de métodos de integração direta [105], sendo esta a opção escolhida para a modelação numérica. Realiza-se de seguida uma descrição genérica do método FNA, seguida de uma descrição do elemento de ligação e por fim as opções tomadas para o modelo numérico.

Fast Nonlinear Analysis (FNA)

O FNA utiliza a sobreposição modal para a determinação da solução, sendo recomendado a utilização dos vetores Ritz, devido aos mesmos reduzirem o tamanho do sistema de equações não lineares a serem resolvidas [99] [105]. A equação de equilíbrio dinâmico é definida na equação (7.1),

$$M\ddot{u}(t) + C.\dot{u}(t) + K.u(t) = R(t) \quad (7.1)$$

Onde M , C e K , são respetivamente a matriz de massa, amortecimento e rigidez, em que o tamanho das respetivas matrizes é igual número de graus de liberdade do sistema em que a matriz de rigidez K , não tem em consideração a rigidez correspondente aos elementos não lineares. Em relação ao

vetores dependentes do tempo t , $\ddot{u}(t)$, $\dot{u}(t)$, $u(t)$ e $R(t)$ são respetivamente o vetor de aceleração, velocidade, deslocamento e vetor das forças externas.

No caso do modelo numérico ser instável sem os elementos não lineares, deve ser adicionada uma rigidez elástica efetiva K_e . Adicionado então a força efetiva $K_e u(t)$ em ambos os lados da equação dinâmica (7.1), a mesma pode ser rescrita como apresentada na equação (7.2).

$$M\ddot{u}(t) + C.\dot{u}(t) + (K + K_e).u(t) = R(t) + K_e u(t) \quad (7.2)$$

A matriz de rigidez é igual a $K + K_e = \bar{K}$, e o vetor de forças externas $R(t) - R(t)_{NL} + K_e u(t) = \bar{R}(t)$, a equação de equilíbrio dinâmico pode ser rescrita novamente, sendo apresentada na equação (7.3)

$$M\ddot{u}(t) + C.\dot{u}(t) + (\bar{K}).u(t) = \bar{R}(t) \quad (7.3)$$

Caso seja arbitrada uma boa estimativa da rigidez efetiva, a convergência do modelo numérico será obtida mais rapidamente.

Elemento de Ligação:

O elemento de ligação pode ser definido de duas formas: quando liga um ponto da estrutura ao exterior (fundação) é do tipo de suporte (one joint link), no caso de unir dois nós distintos é do tipo ligação (two joint link). Cada elemento de ligação é composto por seis molas, uma por cada grau de liberdade, conforme representado na Figura 7-1, sendo apenas apresentadas três deformações possíveis no plano 1-2 (1 corresponde à direção do eixo da barra), deformação axial, corte e rotação, sendo estas deformações as mais relevantes para a presente dissertação devido a ser realizada uma modelação 2D. As restantes deformações possíveis pertencem ao plano 1-3 que não são ilustradas na Figura 7-1, sendo as mesmas deformações devido ao corte, flexão e torção [99].

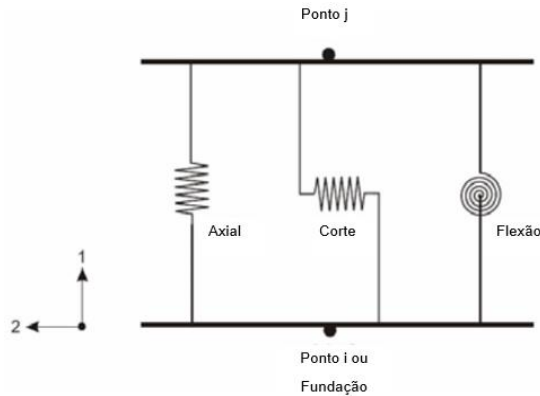


Figura 7-1 Elemento Link, Adaptado [99].

O comportamento das molas referidas anteriormente, podem ser definidas como: graus de liberdade livres; comportamento linear ou não linear; ligação rígida. A definição do tipo de comportamento das molas vai depender do objetivo da análise. No caso do elemento de ligação ser do tipo two joint link, as deformações do mesmo são definidas na equação (7.4).

$$\begin{aligned} \text{Axial: } d_{u1} &= u1j - u1i \\ \text{Corte: } d_{u2} &= u2j - u2i - dj2r3j - (L - dj2)r3i \\ \text{Flexão: } d_{r2} &= r3j - r3i \end{aligned} \quad (7.4)$$

Na Figura 7-2, apresenta-se um desenho esquemático que exemplifica a equação (7.4).

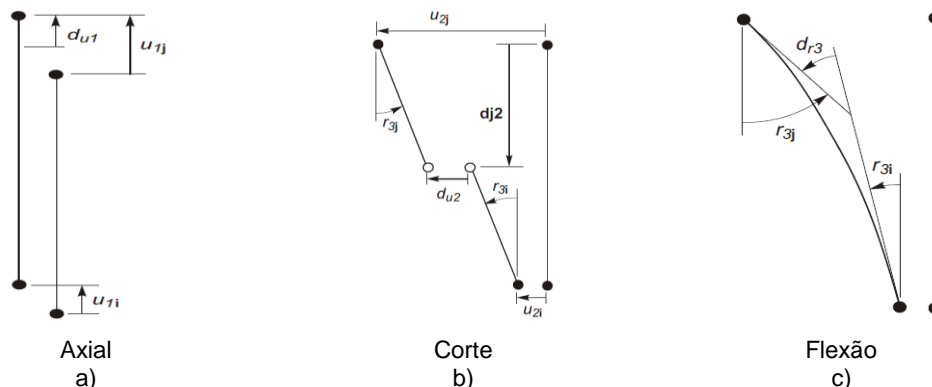


Figura 7-2 Deformações internas nos elementos de ligação: a) deformação axial; b) deformação por corte; c) deformação por flexão; Adaptado [104]

No caso da deformação por corte observa-se que a mesma pode ocorrer por deslocamento transversal ou por rotação, sendo a deformação por rotação dependente da distância d_{j2} que na presente dissertação é nula, originado que as deformações corte ocorram apenas devido à translação.

Vários tipos de comportamento podem ser admitidos para a definição dos graus de liberdade dos elementos de ligação como referido anteriormente. Descrevem de forma genérica os dois tipos de comportamento utilizados na presente dissertação: “Multi-Linear Elastic Property” e o “Multi-Linear Plastic Property”, ambos os modelos caracterizam o comportamento não linear dos graus de liberdade do elemento de ligação, esse comportamento é definido através de uma relação força-deslocamento, em que a grande diferença entre os dois modelos reside no facto de o primeiro modelo o seu comportamento histórico não permitir a dissipação de energia, ou seja o elemento realiza o carregamento e descarrega sempre pela mesma curva, já no segundo caso existe dissipação de energia. Para a simular o comportamento histerético existem três tipos de modelos que podem ser adotados no SAP 2000: Cinemático; Takeda; e Pivot. O modelo escolhido para a definição do comportamento histerético escolhido foi o de Pivot, desenvolvido por Dowell, Seible e Wilson, em 1998, sendo inicialmente desenvolvido para caracterizar o comportamento não linear de elementos de betão armado de pontes solicitadas aos sismos [88], sendo adaptado na presente dissertação ao comportamento histerético de paredes de alvenaria. A curva de histerese de Pivot depende dos parâmetros α_1 , α_2 , β_1 , e β_2 , apresentado na Figura 7-3

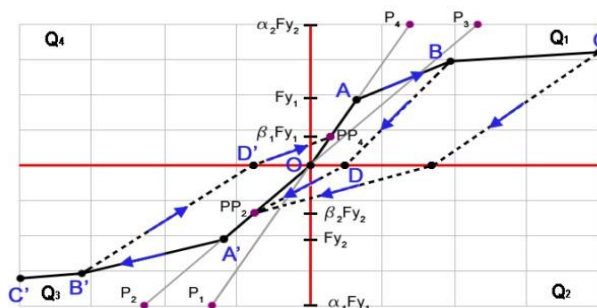


Figura 7-3 Curva de histerese de Pivot, [104].

Modelo numérico:

Os elementos de ligação são modelados como referido anteriormente. Na Figura 7-4, apresenta-se a relação força/momento-deslocamento/rotação, admitindo para os elementos de ligação.

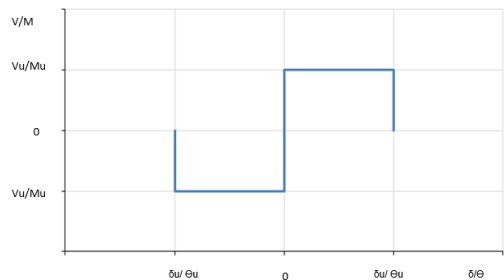


Figura 7-4 Relação força/momento-deslocamento/rotação, que definem os elementos de ligação.

No caso do comportamento ao corte foi utilizado o modelo de “Multi-Linear Plastic Property”, utilizando a histerese de Pivot, sendo a definição dos seus respetivos parâmetros foi realizada através da calibração da curva de histerese no estudo de Pasticer [85] e apresentados na Tabela 7-1.

Tabela 7-1 Propriedades dos elementos de ligação.

$\alpha_1 = 0,45$	$\alpha_2 = 0,45$	$\beta_1 = 0,45$	$\beta_2 = 0,45$
-------------------	-------------------	------------------	------------------

A validade destes parâmetros foi confirmada realizando uma calibração tendo como referência os resultados obtidos por Vasconcelos [36]. Na Figura 7-5 a) apresenta-se a curva de histerese obtida por Vasconcelos já apresentada na secção 2.2.3.1. Na Figura 7-5 b) apresenta-se a curva de histerese obtida no SAP 2000, em que se considera que existe uma aproximação satisfatória.

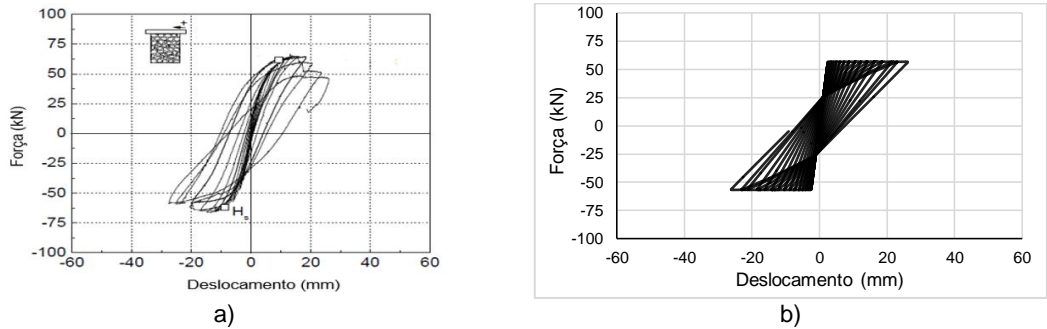


Figura 7-5 Curvas de histerese corte: a) obtida por Vasconcelos; b) obtida no SAP 2000

No caso do comportamento à flexão é utilizado o “Multi-Linear Elastic Property. Na Figura 7-6 a) apresenta-se a curva de histerese obtida por Vasconcelos e na Figura 7-6 b) apresenta-se a curva de histerese obtida no SAP 2000, considerando-se que existe uma aproximação satisfatória.

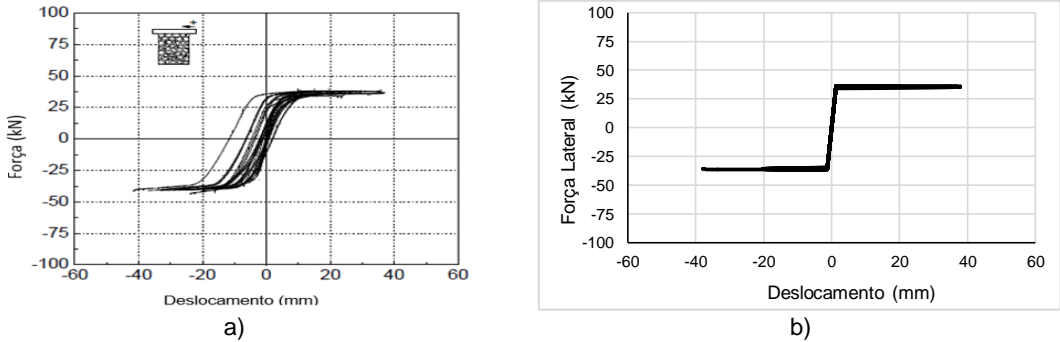


Figura 7-6 Curvas de histerese flexão: a) obtida por Vasconcelos; b) obtida no SAP 2000

Na Figura 7-7, apresenta-se uma comparação entre o comportamento histórico entre um ensaio experimental de uma parede de alvenaria obtido por Magenes (Figura 7-7 a)) e o comportamento histórico obtido por um modelo realizado em SAP 2000 (Figura 7-7 b)), mantendo as mesmas condições de carregamento, observa-se uma aproximação satisfatória.

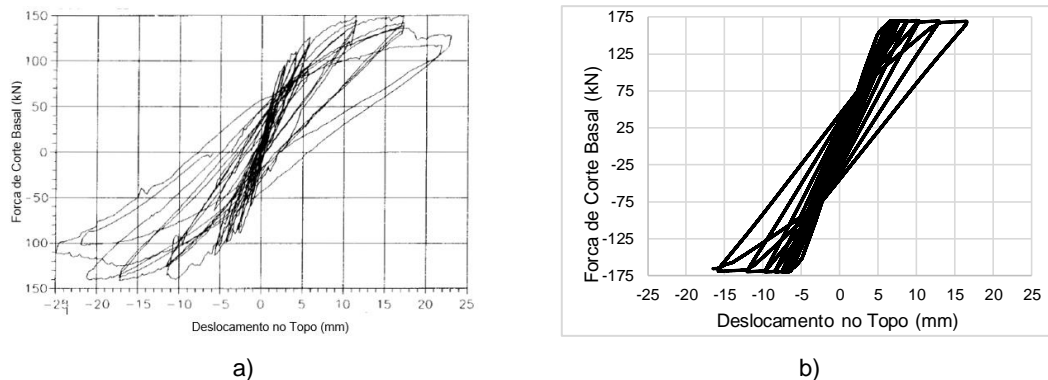


Figura 7-7 Curvas de histerese edifício: a) obtida por Magenes; b) obtida no SAP 2000

O Anexo A2 apresenta em detalhe a respetiva validação do comportamento dos elementos de ligação através da modelação dos seus respetivos comportamentos de forma isolada ao corte e flexão e depois uma fachada de pequeno porte, procede-se para a modelação da fachada principal do edifício do caso de estudo. A sua modelação foi realizada com os mesmos pressupostos apresentados anteriormente para o caso de modelação utilizando rótulas plásticas na secção 0 Na Figura 7-8 apresenta-se a modelação do pórtico equivalente com recurso aos elementos de ligação em SAP2000

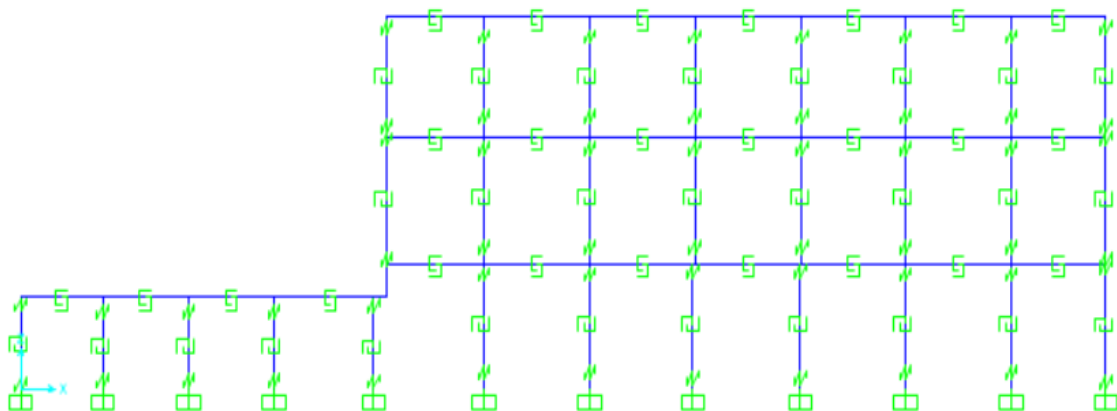


Figura 7-8 Pórtico equivalente com modelação dos elementos de ligação.

7.2 Análise dinâmica não linear incremental.

A análise dinâmica não linear incremental consiste em realizar uma série de análises dinâmicas não lineares, com o objetivo de construir, curvas de fragilidade referentes à fachada principal do edifício em estudo. Para tal é necessário definir um conjunto de amostras em que se variam as propriedades mecânicas da alvenaria bem como a definição da ação sísmica. De seguida apresenta-se os procedimentos para a definição das amostras a serem utilizadas nas análises dinâmicas não lineares bem como a definição da ação sísmica.

As variações das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra têm em conta os seguintes parâmetros: E (módulo de elasticidade); f_d (resistência à compressão); f_{tu} (resistência ao corte diagonal); c (resistência ao corte por deslizamento), sendo os respetivos intervalos definidos na Tabela 7-2, e discutidos nos subcapítulos 2.2.1 e 5.3.4

Tabela 7-2 Limites das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra.

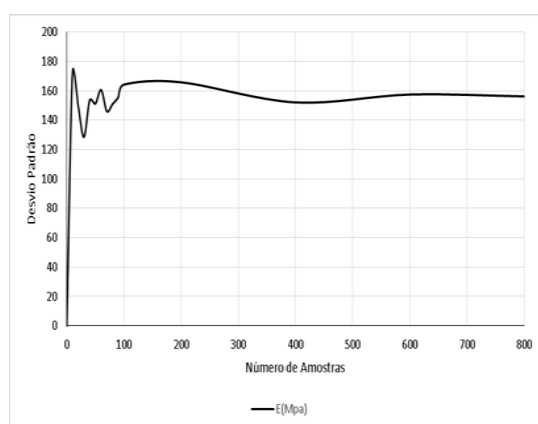
	E (MPa)	f_d (MPa)	f_{tu} (KPa)	c (KPa)
Máx	1230	3	74	32
Min	600	2	56	24

A distribuição das propriedades mecânicas das amostras, foi realizada através de uma distribuição normal [57] utilizando os parâmetros apresentados na Tabela 7-3

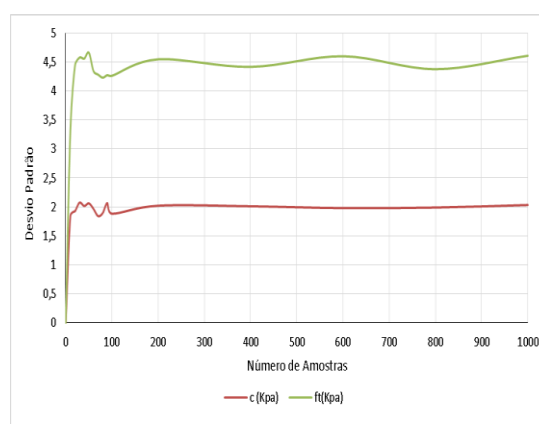
Tabela 7-3 Parâmetros da função de distribuição normal.

	E (MPa)	f_d (MPa)	f_{tu} (KPa)	c (KPa)
Média	915	2.5	65	28
Desvio Padrão	157.5	0.25	4.5	2

A determinação do número de amostras a serem consideradas na análise dinâmica incremental, foi determinado com base na Figura 7-9, em que se avalia o desvio padrão em relação ao aumento do espaço amostral. Na Figura 7-9: a) apresenta-se o desvio padrão do módulo de elasticidade; b) o desvio padrão da resistência ao corte; c) o desvio padrão da resistência à compressão; d) o erro relativo do desvio padrão. Sendo possível verificar que para um número de amostras a partir de 100, já é possível obter um espaço amostral confiável. Admite-se então um número de 100 amostras a serem consideradas na análise dinâmica não linear incremental.



a)



b)

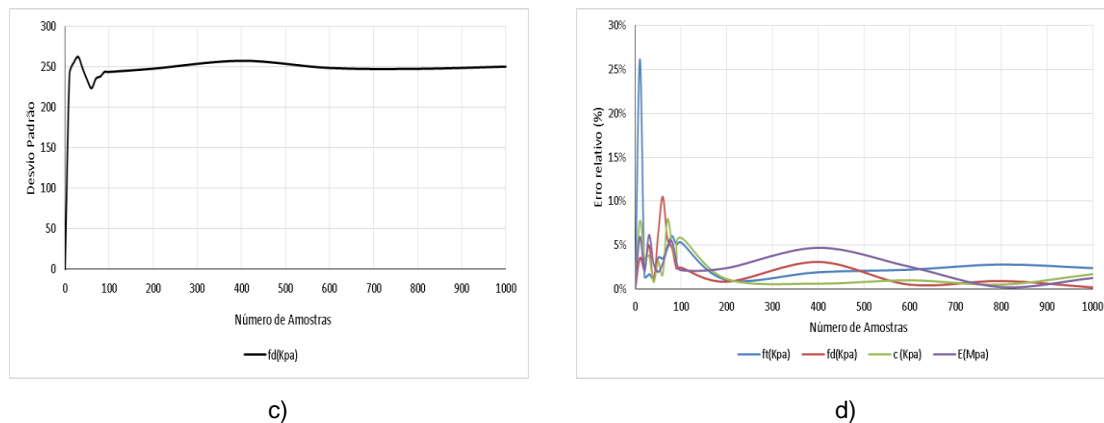


Figura 7-9 Análise do número de amostras: a) módulo de elasticidade; b) resistência ao corte; c) resistência à compressão; d) erro do desvio padrão.

Na Figura 7-10, apresenta-se as distribuições das 100 amostras geradas através de uma função de distribuição normal tendo em conta os parâmetros definidos na Tabela 7-3. Na Figura 7-10: a) apresenta-se a distribuição do módulo de elasticidade; b) a resistência à compressão; c) a resistência ao corte diagonal; d) a resistência ao corte por deslizamento.

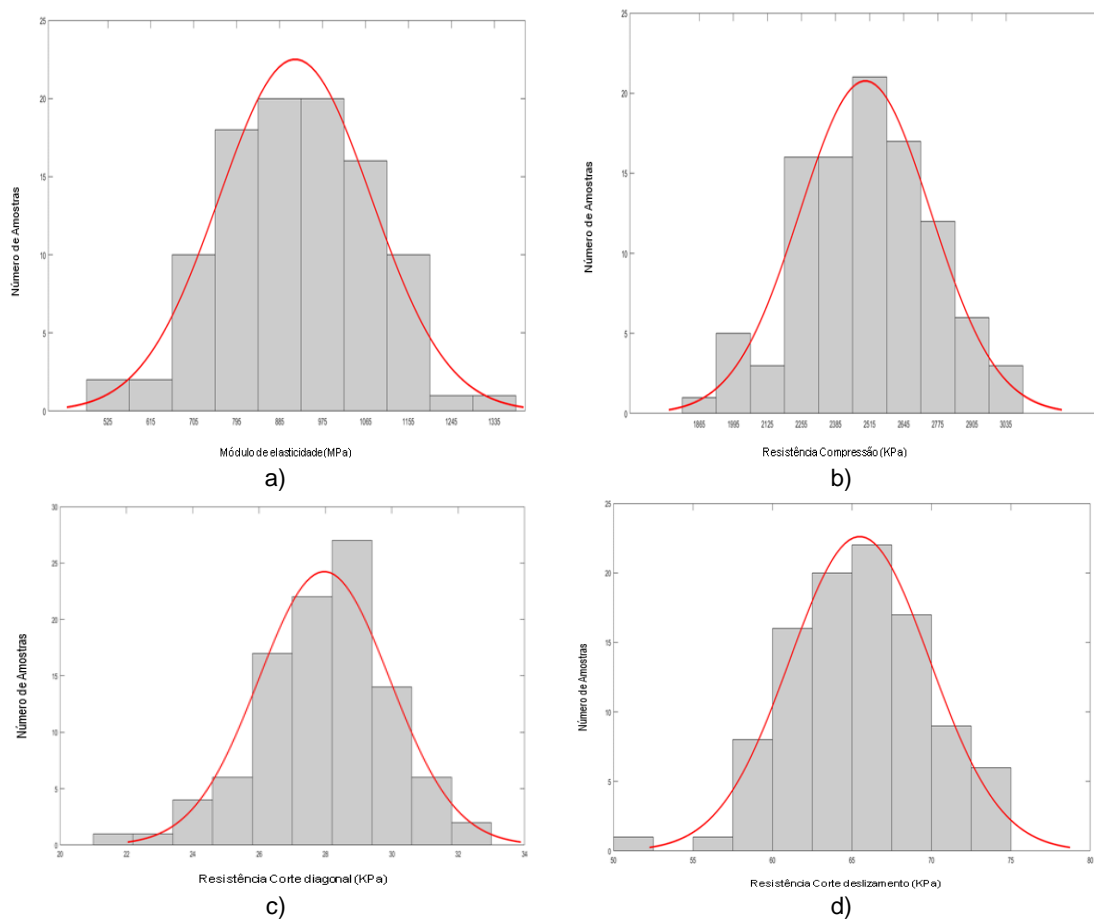


Figura 7-10 Distribuição das propriedades mecânicas da alvenaria de pedra: a) módulo de elasticidade; b) resistência à compressão; c) resistência ao corte diagonal; d) resistência ao corte por deslizamento.

A consideração da incerteza associada à ação sísmica foi tida em conta na análise dinâmica incremental, através de acelerogramas gerados artificialmente em MATLAB. Os acelerogramas são gerados artificialmente com base no Anexo Nacional do EC8, sendo definidos dois tipos de sismos, tipo 1 e tipo 2. Na Figura 7-11 a), apresenta-se um exemplo de um acelerograma de um sismo tipo 1 e na Figura 7-11 b) o mesmo acelerograma definido para um PGA de 9.8m/s^2

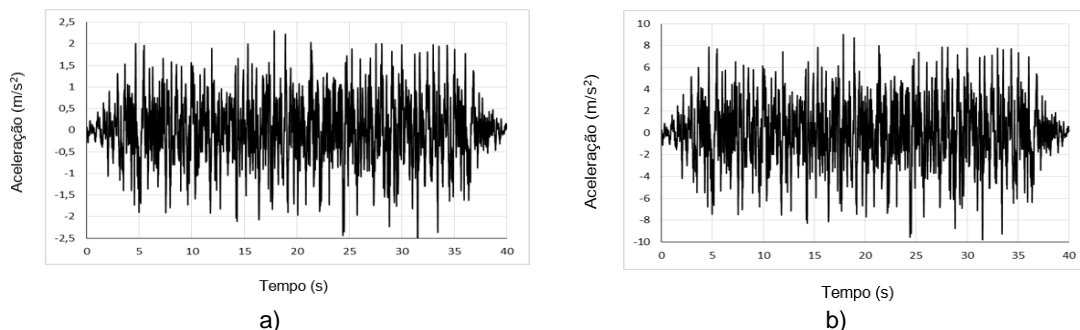


Figura 7-11 Exemplo de acelograma tipo 1: a) sismo gerado; b) intensidade sísmica definida em PGA.

Na Figura 7-12 a) apresenta-se o espectro de resposta para uma ação sísmica regulamentar do tipo 1 a vermelho, a azul representa-se a média dos espectros de respostas obtidos dos acelerogramas gerados artificialmente, sendo essa média superior ao espectro de resposta regulamentar reduzido a 90% como é sugerido pelo EC8, representado a verde, a cinzento claro apresenta-se os 50 espectros de resposta associados aos respetivos acelerogramas. Na Figura 7-12 b) é apresentado de forma análoga ao apresentado para o sismo do tipo 1 os espectros de respostas mas neste caso para o sismo tipo 2.

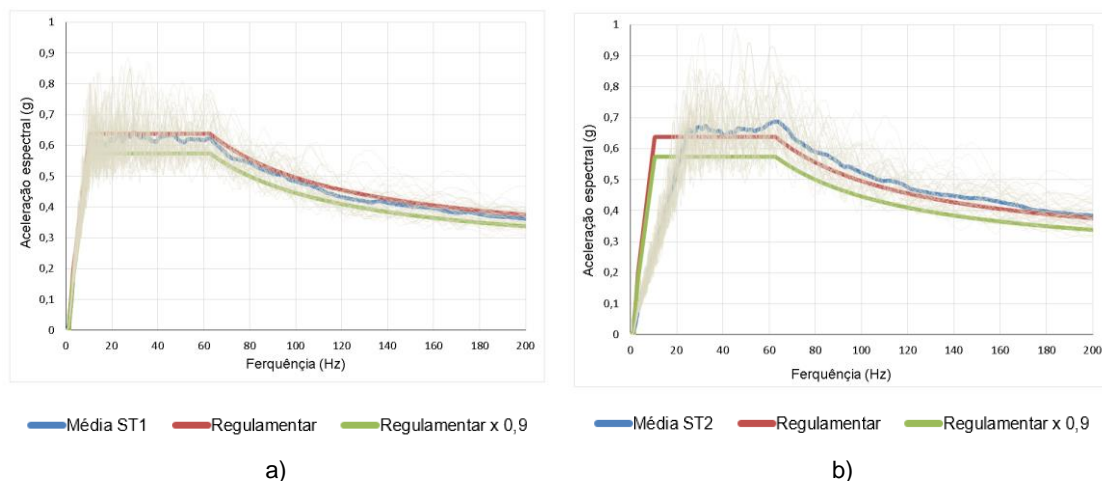


Figura 7-12 Espectros de respostas: a) sismo tipo 1; b) sismo tipo 2

Os níveis de PGA definidos foram os seguintes: 0,05g; 0,1g; 0,14g; 0,18g; 0,2g; 0,22g; 0,26g; 0,3g. Os mesmos são definidos por forma a ser possível caracterizar a resposta da estrutura face à ação do sismo desde da sua fase elástica até à sua fase plástica. Aplicação dos diferentes níveis de PGA é aplicada multiplicado o nível de PGA a um sismo do tipo apresentado na Figura 7-11 b). Para níveis superiores de PGA o modelo numérico revelou problemas de convergência pelo que não foi possível explorar ao máximo a não linearidade da estrutura.

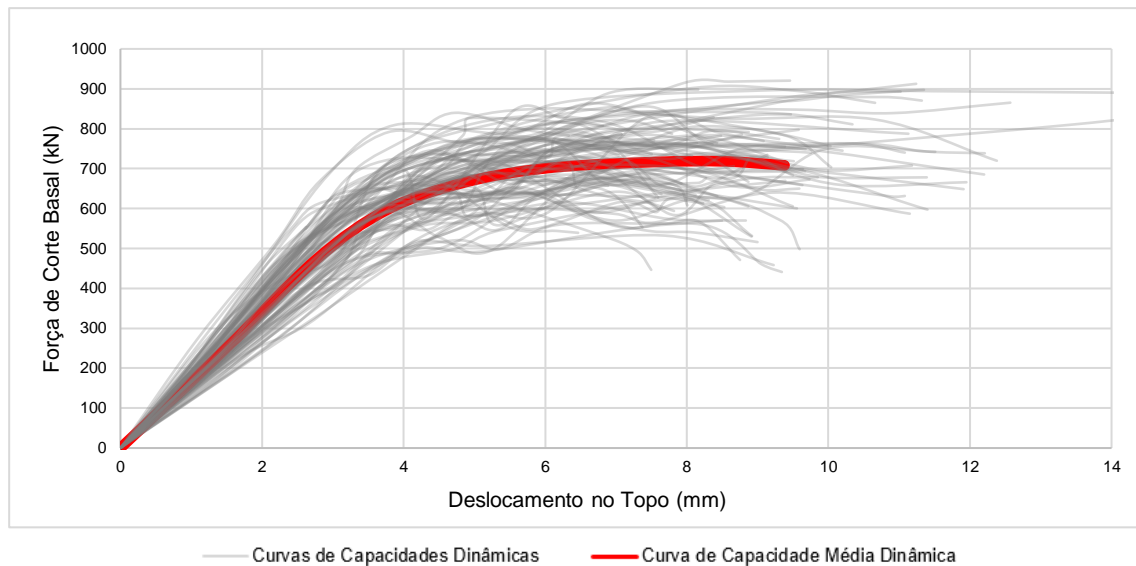


Figura 7-13 Curvas de capacidades dinâmicas.

Na Figura 7-14, apresenta-se a curva de capacidade dinâmica média das 100 amostras analisadas, apresentando-se ainda na mesma Figura as forças de corte basal e os seus respectivos deslocamentos para os diferentes níveis de PGA.

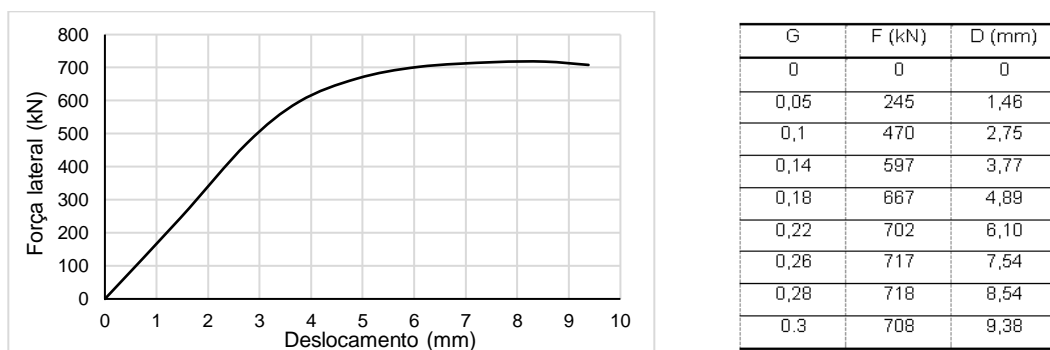


Figura 7-14 Curva de Capacidade dinâmica média.

A curva de capacidade média é obtida através das análises numéricas das 100 amostras anteriormente apresentadas, sendo as mesmas analisadas para 8 níveis de PGA também já apresentados anteriormente, o que resulta no total de 800 análises numéricas, bastando no final calcular a média dos resultados obtidos para os diferentes níveis de PGA.

Em geral pode-se concluir que as análises dinâmicas não lineares não atingiram o deslocamento último na mesma ordem de grandeza das análises estáticas não lineares, devido às análises dinâmicas não lineares apresentarem com facilidade erros de convergência à medida que se aumenta a intensidade sísmica, devidos a dois fatores: I) rigidez efetiva dos elementos de ligação II) definição do passo-tempo do sismo. No caso de uma rigidez efetiva deve-se realizar uma boa estimativa através de um processo iterativo e no passo-tempo devem-se utilizar sub passos. Uma boa combinação desses fatores são fundamentais para se obter a convergência à medida que se aumenta a intensidade sísmica. Na presente dissertação não se realizaram análises para um PGA superior a 0,3G devido a erros de convergência e ao tempo necessário das análises numéricas.

A influência das incertezas na análise dinâmica incremental é mais relevante para níveis superiores de PGA. Como exemplo tem-se o aumento do desvio padrão do deslocamento máximo com o aumento da intensidade sísmica e na Figura 7-15 a) o aumento do desvio padrão da força de corte com o aumento da intensidade sísmica.

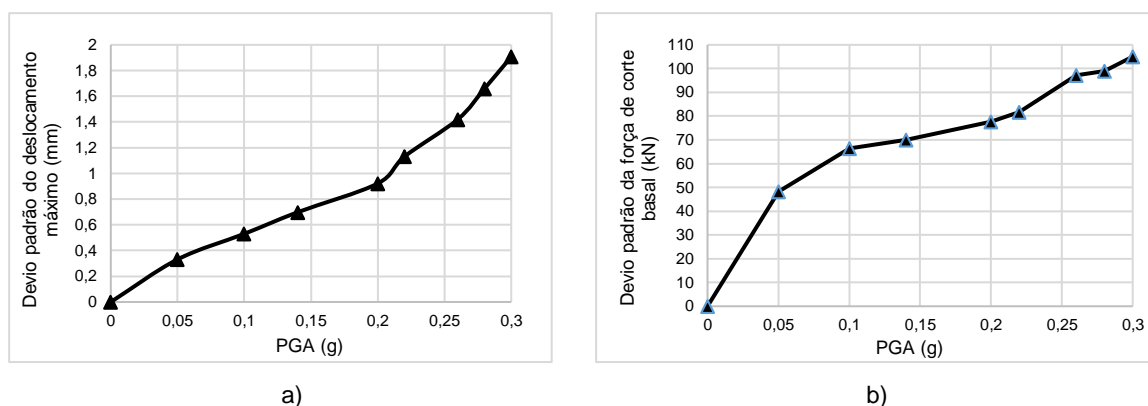


Figura 7-15 Influencia das incertezas: a) deslocamento máximo; b) correspondente força de corte basal

Avalia-se a influência do módulo de elasticidade na definição dos estados limite de dano através da Figura 7-16, sendo possível observar que com o aumento da rigidez da estrutura existe um decréscimo do deslocamento último originado uma maior probabilidade de dano DS4 na estrutura. Outra conclusão é a reduzida influência do módulo de elasticidade para níveis DS1 e DS2.

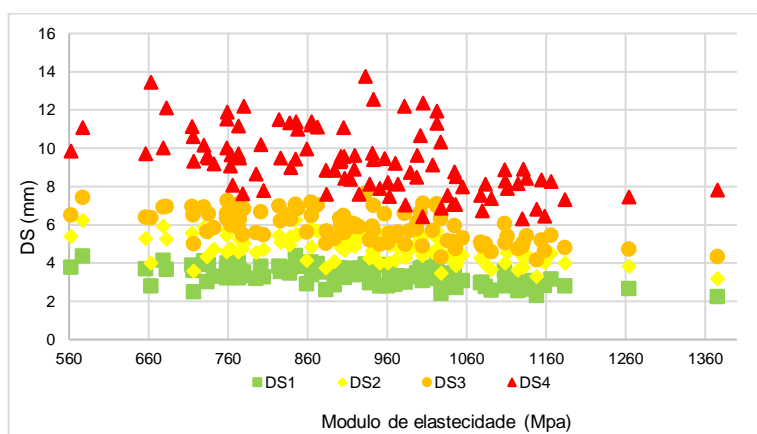


Figura 7-16 Influencia do módulo de elasticidade nas análises dinâmicas não lineares.

7.3 Curva de fragilidade.

A construção das curvas de fragilidade irá se basear na definição dos estados limites de dano da fachada principal. Os estados limite de dano foram definidos para cada uma das 100 amostras, através da bilinearização das suas respectivas curvas de capacidade dinâmicas. Na Figura 7-17, apresenta-se a distribuição dos estados limite de dano referentes às 100 amostras.

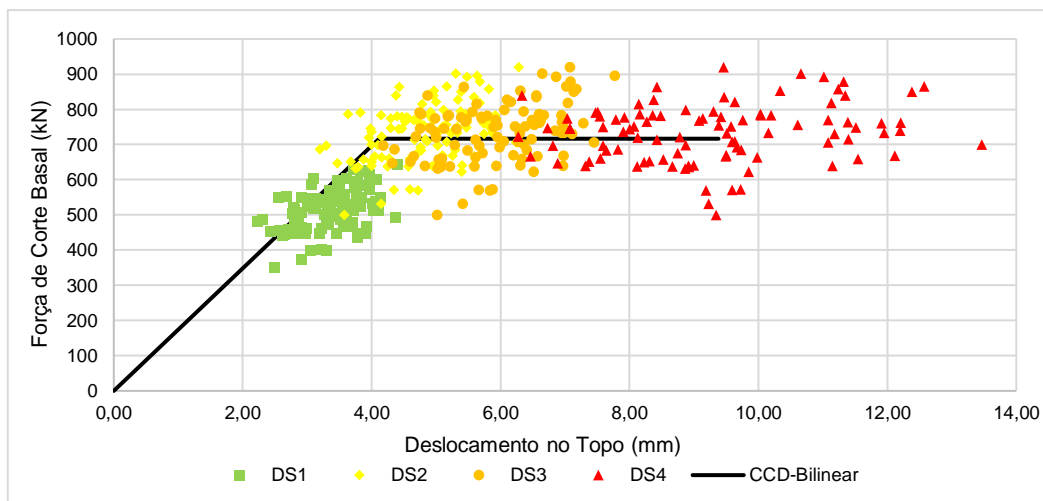


Figura 7-17 Estados limites de dano para as diferentes amostras.

Por observação da Figura 7-17, é possível concluir que à medida que a intensidade sísmica aumenta a dispersão de resultados também aumenta, sendo o estado limite de dano ds4 onde a maior dispersão ocorre. A dispersão deve-se aos diferentes mecanismos de colapso que podem ocorrer. No caso dos deslocamentos mais elevados obtém-se tipicamente um mecanismo de corte dos lintéis e no caso dos deslocamentos mais reduzidos obtém-se um mecanismo de corte dos lintéis em conjunto com os nembos. Com base nos estados limites de dano das 100 amostras apresentados na Figura 7-17 é possível definir um estado limite de dano médio representativo das 100 amostras, sendo o mesmo apresentado na Tabela 7-4.

Tabela 7-4 Estados limites de dano médio

DS1	DS2	DS3	DS4
3,37 (mm)	4,82 (mm)	5,94 (mm)	9,32(mm)

Aplicando os estados limite de dano definidos na Tabela 7-4 às curvas de capacidade dinâmica referentes às 100 amostras é possível determinar a probabilidade de ocorrência de um determinado nível dano para um determinado nível de PGA. Na Tabela 7-5 apresenta-se a probabilidade de ocorrência de um determinado estado limite dano em função do nível de PGA.

Tabela 7-5 Probabilidade de ocorrência de cada estado limite de dano.

PGA	DS1	DS2	DS3	DS4
0,05G	0	0	0	0
0,1G	0,09	0,01	0	0
0,14G	0,72	0,06	0,01	0
0,18G	0,96	0,5	0,11	0
0,22G	1	0,89	0,47	0
0,26G	1	0,99	0,88	0,12
0,28G	1	1	0,97	0,26
0,3G	1	1	1	0,5

A equação que define as curvas de fragilidade foi apresentada no Capítulo 3 correspondente à equação (3.12), sendo a mesma adaptada para que no eixo das abscissas corresponda à intensidade sísmica medida em PGA, passando a ser definida pela seguinte equação:

$$P[ds/S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{PGA_d}{PGA_{d,ds}} \right) \right] \quad (7.5)$$

PGA_d : valor da intensidade sísmica.

$PGA_{d,ds}$: valor mediano da intensidade sísmica.

Utilizando os resultados apresentados na Tabela 7-5 é possível determinar a média e desvio padrão a utilizar na equação que definem cada estado limite de dano.

Tabela 7-6 Média e desvio padrão para cada estado de limite de dano.

	DS1	DS2	DS3	DS4
Média	0,126 g	0,18 g	0,223 g	0,3 g
Desvio Padrão	0,258 g	0,197 g	0,154 g	0,113 g

Com base nas médias e desvios padrões definido para cada estado limite de dano é possível aplicar a equação (7.6), para construir as curvas de fragilidade associadas a cada estado limite de dano. Na Figura 7-18 apresenta-se a curva de fragilidade construída referente à fachada principal do edifício em estudo.

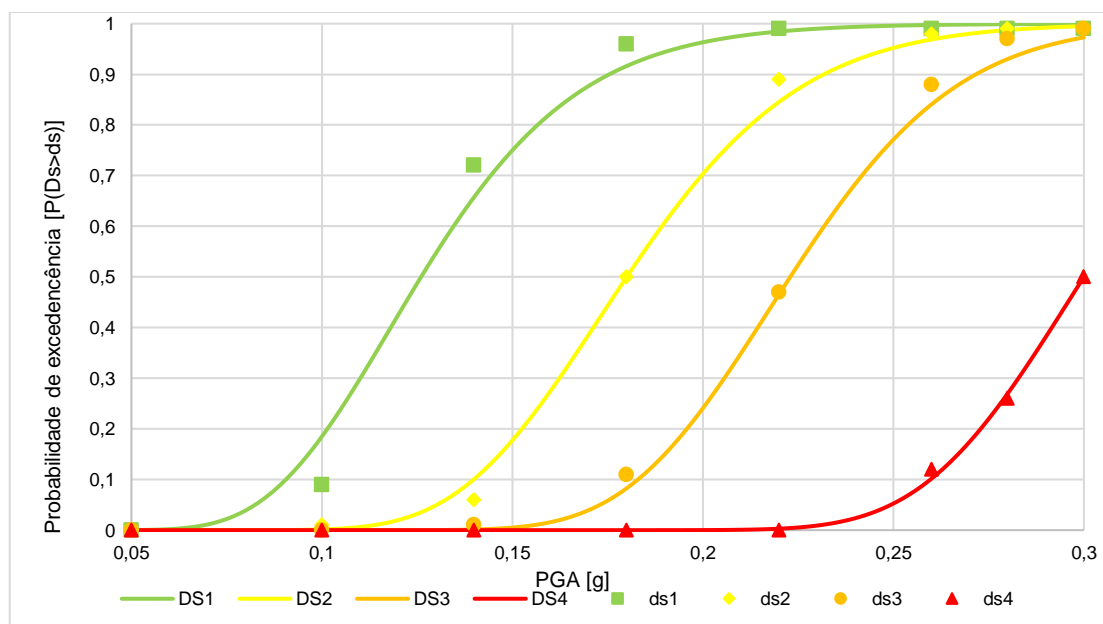


Figura 7-18 Curva de fragilidade

Como base nas curvas de fragilidade obtidas é possível determinar para cada estado de limite de dano a respetiva probabilidade de ocorrência de dano em função da intensidade sísmica. Em Portugal é definido pelo EC8 uma intensidade sísmica regulamentar de 0,18G para a zona de Lisboa. Na Figura 7-19 apresenta-se a probabilidade de ocorrência de dano para uma intensidade sísmica de 0,18G.

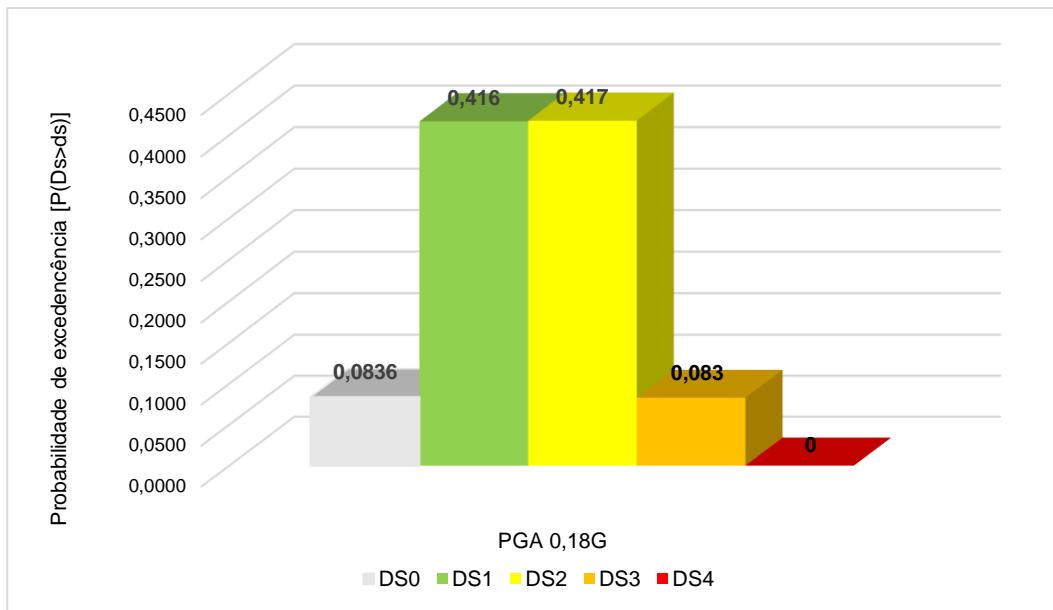


Figura 7-19 Probabilidade de ocorrência de dano para uma intensidade sísmica de 0,18G

No presente capítulo foi realizada uma análise dinâmica incremental com o principal objetivo de construir curvas de fragilidade, para determinação da vulnerabilidade sísmica da fachada principal do edifício em estudo. Para a realização das mesmas foram definidas 100 amostras, com a intensidade sísmica escalada em 8 níveis de PGA (0.05g; 0.1g; 0.14g; 0.18g; 0.22g; 0.26; 0.28g; 0.3g), não sendo realizadas análises para um PGA superior a 0,3G devido a erros de convergência e ao tempo necessário das análises numéricas, não sendo assim explorado na sua totalidade a capacidade de deformação da fachada em análise. São consideradas ainda para a definição das amostras incertezas associadas às propriedades mecânicas da alvenaria de pedra ordinária e à ação sísmica. A influência destas incertezas torna-se maiores à medida que a intensidade sísmica aumenta, revelando ter uma maior influência na fase de resposta não linear da estrutura.

Analisando a curva de fragilidade obtida, conclui-se que para o nível de PGA regulamentar de 0.18G, o estado de dano DS4 (dano severo/colapso) tem uma a probabilidade de excedência praticamente nula ($2,8 \times 10^{-6}$). Em relação à probabilidade de não ocorrer qualquer tipo de dano é de 0,0836, sendo esta bastante reduzida. Os estados de dano com maior probabilidade de ocorrência será o estado de dano DS1 e DS2, o que revela que a fachada tem um comportamento aceitável, mas deverá ser tido em conta um reforço estrutural da mesma de modo a que seja reduzido os estados de dano DS3 e DS2, para uma redução de custos na reparação da fachada após a ocorrência de um sismo.

8 Conclusões e desenvolvimentos futuros.

8.1 Conclusões

Neste trabalho procurou-se dar resposta às dificuldades recorrentes da modelação de edifícios antigos. Na presente dissertação abordou-se apenas os mecanismos no plano, sendo exploradas soluções de modelação que envolvam esse tipo de mecanismo. Devido à heterogeneidade das paredes de alvenaria de pedra ordinária é utilizada uma abordagem de macro modelação com elementos barra, estando esta opção devidamente validada por diversos estudos já realizados e referenciados ao longo da presente dissertação, sendo esta abordagem mais simplificada e de menor consumo de tempo em relação a outras opções de modelação mais detalhadas. A definição das propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de pedra é em geral uma tarefa complicada devido à grande variedade de paredes de alvenaria e ao facto de não existirem valores padrão que definam as suas propriedades mecânicas como no caso do betão. São apresentados ao longo da dissertação diversos estudos baseados em ensaios experimentais realizados em laboratório onde se pretende estimar as propriedades mecânicas das paredes de alvenaria de pedra que permitem realizar uma modelação mais rigorosa. No entanto existe a possibilidade de alguns ensaios serem realizados in-situ com a vantagem de se estimar as propriedades mecânicas diretamente da alvenaria em estudo e assim obter modelações numéricas mais precisas. Na presente dissertação optou-se por um ensaio não destrutivo que passa pela identificação modal do edifício em estudo para posterior calibração de um modelo numérico de um edifício em estudo para assim estimar o módulo de elasticidade e peso volúmico.

Foram utilizados dois tipos de programas de cálculo, o SAP2000, programa que modela qualquer tipo de estrutura, sendo amplamente conhecido e utilizado, e o programa 3Muri, desenvolvido especificamente para edifícios de alvenaria. Claramente o 3Muri apresenta algumas vantagens em relação ao SAP2000, pois permite a avaliação global do edifício e possibilita uma modelação mais rápida pois não é necessário definir as rótulas plásticas individualmente como no caso do SAP2000. No caso das análises dinâmicas não lineares a vantagem do SAP2000 é a sua versão comercial permitir a realização das mesmas, com recurso a elementos de ligação e ao método FNA que irá acelerar bastante a análise. No 3Muri estas análises só estão disponíveis numa versão científica, sendo as mesmas possivelmente mais demoradas.

Análises estáticas não lineares foram realizadas na presente dissertação para avaliar o desempenho sísmico do edifício em estudo, recorrendo a dois métodos distintos de modelação: I) modelação em 2D apenas da fachada principal do edifício em estudo utilizado o método SAM; II) modelação

3D, recorrendo ao método Tremuri. No caso do método SAM, analisam-se dois tipos de comportamentos para os lintéis, dúctil e frágil. A definição do tipo de comportamento dos lintéis não reforçados, depende da sua esbelteza (relação altura-comprimento). Na ausência de um limite de esbelteza previamente definido torna-se complicada a definição do tipo de comportamento. Assumir um comportamento frágil será a opção mais conservativa e na maior parte dos casos a mais realista devido aos lintéis não reforçados assumirem este tipo de comportamento. Por outro lado, a abordagem utilizando o método Tremuri, permite uma análise global do comportamento sísmico do edifício. A sua modelação foi realizada com e sem a modelação das paredes interiores resistentes (paredes de frontal), concluindo-se que a não consideração das paredes de frontal é uma abordagem conservativa. Em relação às opções de modelação, o método Tremuri prevê que os lintéis não reforçados tenham como principal mecanismo de colapso a flexão, originado que maior parte dos lintéis tenham resistência muito reduzida sendo excessivamente conservativa.

A consideração da totalidade da intensidade sísmica ou apenas uma parte da mesma é alvo de discussão da comunidade científica. Esta discussão deve-se ao facto de ser difícil que um edifício antigo conseguir obter níveis de desempenho sísmicos idênticos aos edifícios novos, pelo que uma abordagem utilizando uma redução da ação sísmica seja a mais defendida, como é sugerido no regulamento italiano em que só se considera 65% da ação sísmica.

A análise dinâmica incremental foi realizada com o principal objetivo de construir curvas de fragilidade, para determinação da vulnerabilidade sísmica da fachada principal do edifício em estudo. A análise dinâmica incremental é constituída por uma série de análises dinâmicas não lineares em que cada análise é representativa de uma intensidade sísmica medida em PGA. Para a realização das mesmas foram definidas 100 amostras, com a intensidade sísmica escalada em 8 níveis de PGA (0.05g; 0.1g; 0.14g; 0.18g; 0.22g; 0.26; 0.28g; 0.3g), sendo assim realizadas 800 análises dinâmicas não lineares. Para a definição das amostras, são consideradas incertezas associadas às propriedades mecânicas da alvenaria de pedra ordinária e à ação sísmica. A influência destas incertezas torna-se maior à medida que a intensidade sísmica aumenta, revelando ter uma maior influencia na fase de resposta não linear da estrutura.

Dos dois métodos de análise sísmica abordados nesta dissertação, claramente o método N2 descrito no EC8 que utiliza análises estáticas não lineares, será o mais indicado para uma situação de projeto de reforço, devido à sua simplicidade em relação a outros métodos mais detalhados. Já no caso da análise dinâmica incremental, esta é uma abordagem bastante rigorosa, pois são avaliadas incertezas relativamente à ação sísmica e às propriedades dos materiais podendo assim estimar com maior rigor o comportamento do edifício face a uma ação sísmica, mas claramente devido ao consumo de tempo que leva este tipo de análise será mais adequada para uma situação de investigação e desenvolvimento de regras de projeto.

Como comentário final transcreve-se o decreto de lei n.º53/2014 artigo 9 “*As intervenções em edifícios existentes não podem diminuir as condições de segurança e de salubridade da edificação nem a segurança estrutural e sísmica do edifício*” que vigora até 2021, este decreto de lei tem sido alvo de muitas críticas por parte da comunidade científica portuguesa devido ao facto de por lei não ser

necessário avaliar a segurança às ações sísmicas, originado que maior parte da reabilitação atual seja realizada sem a devida análise da vulnerabilidade sísmica o que representa um perigo para a segurança dos ocupantes pois pelo que foi exposto na presente dissertação e das suas respectivas referencias este tipo de edifícios têm muitas vezes uma reduzida resistência às ações sísmicas.

8.2 Desenvolvimentos futuros.

A para desenvolvimentos futuros quero destacar utilizando o mesmo edifício de estudo as seguintes propostas:

- Avaliação de vários sistema de reforço sísmico e traçar de novas curvas de capacidade e fragilidade e comparar com os resultados atuais.
- Avaliação de mecanismo para fora do plano, através do 3Muri.
- Utilização do 3Muri versão científica, utilizando o macro elemento da parede de frontal e determinação da curva de capacidade resistente, comparando a curva obtida com a curva da presente dissertação em que se modela paredes de frontal utilizando macro elementos de alvenaria. Realizando ainda uma análise dinâmica incremental para que a assim sejam construídas as respetivas curvas de fragilidade.

Avaliação da vulnerabilidade sísmica recorrendo a outros tipos de programas de cálculo que utilizando o método dos elementos finitos: DIANA; CAST3M; ABAQUS. Utilizando macro-elementos de área ou sólidos, avaliando a possibilidade de modelar os mecanismos no plano e para fora do plano no mesmo modelo numérico, através de análises estáticas não lineares e dinâmicas não lineares.

A utilização do método dos elementos discretos para avaliação estática não linear e dinâmica não linear, utilizando o programa de cálculo 3DEC.

Bibliografia

- [1] R. Bento, "Reabilitação sísmica de edifícios antigos de alvenaria," *Seminário de Paredes de Alvenaria, Lisboa*, 2015.
- [2] M. Lopes, "Estrutura sísmo-resistente da gaiola pombalina: passado e futuro," *Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria*, 2012.
- [3] C. Oliveira, J. Azevedo, R. Bento, J. Proença, M. Lopes, L. Guerreiro, M. Ferreira, and C. Bhatt, "Workshop sísmo de L'Aquila, ensinamentos para Portugal," *Instituto Superior Técnico, Lisboa*, 2009.
- [4] M. L. Senos and F. Carrilho, "Sismicidade de Portugal Continental," *Divisão de Sismologia/Instituto de Meteorologia*, 2003.
- [5] M. Baião, V. Lúcio, F. Pinho, and A. L. Coelho, "Aspetos da reabilitação de edifícios antigos de alvenaria," *Conferência Internacional sobre Reabilitação de Estruturas Antigas de Alvenaria*, 2015.
- [6] G. Magenes and A. Della Fontana, "Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings," *Proceedings of the British Masonry Society*, 1998.
- [7] S. Lagomarsino, A. Penna, A. Galasco, and S. Cattari, "Tremuri Program: An equivalent frame model for the nonlinear seismic analysis of masonry buildings," *Engineering Structures*, 2013.
- [8] A. Simões, R. Bento, A. Gago, and M. Lopes, "Seismic vulnerability of old masonry 'gaioleiro' buildings in lisbon," *15 World Conference Earthquake Engineering*, 2012.
- [9] V. Lúcio, "Sebenta Reforço e Reparação de Estruturas," *Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa*, 2015.
- [10] A. Simões, M. Lopes, R. Bento, and A. Gago, "Characterization of lisbon old buildings," *15 World Conference Earthquake Engineering*, 2012.
- [11] R. Cardoso, R. Bento, and M. Lopes, "Avaliação sísmica de edifícios antigos de alvenaria," *Instituto Superior Técnico, Lisboa*, 2001.
- [12] F. Miranda, "Caraterização de edifícios pombalinos," Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [13] J. Roque, "Reabilitação estrutural de paredes antigas de alvenaria," Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [14] F. Pinho, "Paredes de alvenaria ordinária: estudo experimental com modelos simples e reforçados," Tese de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2007.

- [15] J. Milosevic, M. Lopes, A. S. Gago, and R. Bento, "In-plane seismic response of rubble stone masonry specimens by means of static cyclic tests," *Construction and Building Materials*, vol. 82, pp. 9–19, 2015.
- [16] H. Morais, "Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional," Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2011.
- [17] M. Fonseca, "Análise experimental de um murete de alvenaria de pedra tradicional reforçado com confinamento transversal contínuo por fitas metálicas," Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [18] J. Milosevic, R. Bento, and A. Gago, "Experimental assessment of shear strength parameters on rubble stone masonry," *Construction and Building Materials*, 2013.
- [19] B. E. 1052-3, "Methods of test for masonry-Part 3: Determination of initial shear strength," 2002.
- [20] ASTM, "ASTM E 519-02 Standard test method for diagonal tension (shear) in masonry assemblages," *ASTM Internations, West Conshohocken*, 2002.
- [21] Brignola, Frumento, S. Lagomarsino, and Podestà, "Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test," *International Journal of Architectural Heritage*, 2008.
- [22] A. Brignola, S. Frumento, S. Lagomarsino, and S. Podestà, "Identification of shear parameters of masonry panels through the in-situ diagonal compression test," *Journal of Architectural Heritage*, 2008.
- [23] S. Chiostri, P. Foraboschi, and A. Vignoli, "Structural analysis and damage evaluation of existing masonry buildings by dynamic experimentation and numerical modeling," *Earthquake Engineering, 10^o World Conference*, 1992.
- [24] A. Borri, G. Castori, M. Corradi, and E. Speranzini, "Shear behavior of unreinforced and reinforced masonry panels subjected to in situ diagonal compression tests," *Construction and Building Materials*, vol. 25, pp. 440–4414, 2011.
- [25] J. C. A. Roque and P. B. Lourenço, "Caracterização mecânica de paredes antigas de alvenaria . Um caso de estudo no centro histórico de bragança .," *Escola de Engenharia da Universidade do Minho*, 2003.
- [26] C. Turnsek V, "Some experimental result on the strength of brick masonry walls.," *Proceedings of the 2nd international brick masonry conference United Kingdom, Stoke-on-Trent*, 1971.
- [27] OPCM 3431, "Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici," 2005.
- [28] G. Magenes, "Masonry building design in seismic areas : Recent experiences and prospects from a European standpoint," *First European Conference on Earthquake Engineering and*

Seismology, no. November, 2006.

- [29] P. Candeias, “Avaliação da vulnerabilidade sísmica de edifícios de alvenaria,” Tese de Doutoramento, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2008.
- [30] M. Tomazevic, “Earthquakes and seismic performance of masonry buildings,” in *Earthquake resistant design of masonry buildings*, 1999.
- [31] J. Rodrigues, “Principais técnicas de consolidação e reforço de paredes de edifícios antigos,” Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2010.
- [32] T. M. Ferreira, A. A. Costa, and A. Costa, “Analysis of the out-of-plane seismic behavior of unreinforced masonry : A literature review,” *International Journal of Architectural Heritage*, 2015.
- [33] S. Cattari and S. Lagomarsino, “A strength criterion for the flexural behaviour of spandrels in un-reinforced masonry walls,” *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [34] G. Magenes and G.M.Calvi, “In plane seismic response of brick masonry walls,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 26, pp. 1091–1112, 1997.
- [35] M. Tomazevic, “Earthquake resistant design of masonry buildings,” *Innovation in Structures and Construction; Imperial College Press*, 1999.
- [36] G. Vasconcelos, “Investigação experimental na mecânica da alvenaria de pedra: Caracterização de granitos e comportamento de paredes antigas de alvenaria de pedra,” Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2005.
- [37] G. Vasconcelos and P. B. Lourenço, “In-plane experimental behavior of stone masonry walls,” *Journal of structural engineering*, vol. 135, pp. 1269–1277, 2009.
- [38] K. Beyer, “Peak and residual strengths of brick masonry spandrels,” *Engineering Structures*, 2012.
- [39] K. Beyer and D. Alessandro, “Quasi-static cyclic tests on masonry spandrels,” *Earthquake Spectra*, 2012.
- [40] F. Graziotti, G. Magenes, A. Penna, and D. Fontana, “Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels,” *15 World Conference Earthquake Engineering*, 2012.
- [41] F. Graziotti, G. Magenes, and A. Penna, “Experimental cyclic behaviour of stone masonry spandrels,” *The 15 World Conference on Earthquake Engineering-Lisbon*, no. c, 2012.
- [42] M. Teixeira, “Reabilitação de edifícios pombalinos- Análise experimental de paredes de frontal,” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2010.
- [43] H. A. Meireles, “Seismic vulnerability of pombalino buildings,” Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.

- [44] S. Neves, “Análise sísmica de um edifício da baixa pombalina,” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [45] J. Ramos, “Análise experimental e numérica de estruturas históricas de alvenaria,” Tese de Mestrado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2002.
- [46] H. A. Meireles and R. Bento, “Seismic assessment and retrofitting of Pombalino buildings by fragility curves,” *15 World Conference Earthquake Engineering*, 2012.
- [47] R. Cardoso, M. Lopes, and R. Bento, “Vulnerabilidade sísmica de um edifício pombalino,” *Instituto Superior Técnico, Lisboa*, 2003.
- [48] G. M. Calvi, R. Pinho, G. Magenes, J. J. Bommer, and H. Crowley, “Development of seismic vulnerability assessment methodologies over the past 30 years,” *Journal of Earthquake Technology*, 2006.
- [49] D. H. Lang, “Earthquake damage and loss assessment – Predicting the unpredictable,” *Tese de Doutoramento, Universidade de Bergen, Noruega*, 2012.
- [50] R. Vicente, D. D. Ayala, T. M. Ferreira, H. Varum, A. Costa, J. A. R. M. Silva, and S. Lagomarsino, “Seismic vulnerability and risk assessment of historic masonry buildings,” *Structural Rehabilitation of Old Buildings, Building Pathology and Rehabilitation*, 2014.
- [51] Kaynia.M and I. Iervolino, “Guidelines for deriving seismic fragility functions of elements at risk : Buildings , lifelines , transportation networks and critical facilities,” *JRC Scientific and Policy Reports, European Commission*, 2013.
- [52] M. Ferreira, “Risco sísmico em sistemas urbanos,” Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2012.
- [53] P. Pombo, “Modelos para a avaliação de vulnerabilidade sísmica de edifícios antigos de alvenaria . Aplicação de um modelo a um edifício de ‘ placa ,” Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2014.
- [54] D. . FEMA & NIBS Mitigation Division, Washington, “Multi-hazard loss estimation methodology. Earthquake model. HAZUS MR4. Technical manual.,” 2003.
- [55] P. Lamego, “Reforço sísmico de edifícios de habitação. Viabilidade da mitigação do risco,” Tese de Doutaramento, Escola De Engenharia da Universidade do Minho, 2014.
- [56] D. Ayala and E. Speranza, “Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings,” 2003.
- [57] M. Rota, A. Penna, and G. Magenes, “A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses,” *Engineering Structures*, pp. 1312–1323, 2010.
- [58] “Eurocódigo 8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.”

- [59] R. Bento, S. Falcão, and F. Rodrigues, “Avaliação sísmica de estruturas de edifícios com base em análises estáticas não lineares,” *6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2004.
- [60] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, “Incremental dynamic analysis,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002.
- [61] D. Vamvatsikos and C. A. Cornell, “Developing efficient scalar and vector intensity measures for IDA capacity estimation by incorporating elastic spectral shape information \ddagger ,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2005.
- [62] M. Betti, L. Galano, and A. Vignoli, “Comparative analysis on the seismic behaviour of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms,” *Engineering Structures*, 2014.
- [63] Y. F. Vargas, “Análisis estructural estático y dinámico probabilista de edificios de hormigón armado . Aspectos metodológicos y aplicaciones a la evaluación del daño .,” Tesis doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya, 2013.
- [64] M. Rota, A. Penna, and S. Claudio, “Typological fragility curves from Italian earthquake damage data,” *Firts European Conference on Earthquake Engineering and Seismology*, 2006.
- [65] Z. V. Milutinovic and G. S. Trendafiloski, “RISK-UE An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns; WP4: Vulnerability of current buildings,” *European Comission*, 2003.
- [66] A. H. Barbat, L. G. Pujades, and N. Lantada, “Performance of buildings under earthquakes in barcelona, Spain,” *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, vol. 21, pp. 573–593, 2006.
- [67] R. Perdigão, “Análise da vulnerabilidade sísmica de um passadiço pré-fabricado em betão armado,” Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2016.
- [68] S. Giovinazzi, “The vulnerability assesment and the damage scenario in seismic risk analysis,” Tese de Doutoramento, Technical University Carolo-Wihelmina at Braunshweig; University of Florence, 2005.
- [69] A. Mouyiannou, A. Penna, M. Rota, and G. Magenes, “Identification of suitable limit states from nonlinear dynamic analyses of masonry structures,” *Journal of Earthquake Engineering*, 2014.
- [70] S. Lagomarsino and S. Cattari, “Observational and mechanical approaches for application in urban areas,” in *Seismic Vulnerability of Existing Buildings*, .
- [71] Y. F. Vargas, A. H. Barbat, L. G. Pujades, and J. E. Hurtado, “Probabilistic seismic risk evaluation of reinforced concrete buildings,” *Institution of civil Engineers*, 2013.

- [72] C. Costa, “Análise numérica e experimental do comportamento estrutural de pontes em arco de alvenaria de pedra,” Tese de Doutorado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2009.
- [73] B. Silva, J. M. Guedes, and A. Costa, “Estratégias de modelação numérica no estudo de estruturas históricas . experiência do NCREP,” *Congresso Património Porto*, 2010.
- [74] A. Alexandris, E. Protopapa, and I. Psycharis, “Collapse mechanisms of masonry buildings derived by the distinct element method,” *13 World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada*, 2004.
- [75] I. Calì, M. Marletta, and B. Pantò, “A discrete element approach for the evaluation the seismic response of masonry buildings,” *The 14 World Conference on Earthquake Engineering*, 2008.
- [76] P. B. Lourenço, “Computational Strategies for Masonry Structures,” *Tese de Doutorado, Technische Universiteit Delft*, 1996.
- [77] N. Tarque, A. Benedetti, G. Camata, and E. Spacone, “Numerical modelling of the in-plane behaviour of rubble stone masonry,” *9th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions*, 2014.
- [78] B. Silva, “Aplicação de um modelo de dano contínuo na modelação de estruturas de alvenaria de pedra,” Tese de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, 2008.
- [79] N. Mendes, “Seismic assessment of ancient masonry buildings : Shaking table tests and numerical analysis,” Tese de Doutorado, Escola de Engenharia da Universidade do Minho, 2012.
- [80] P. B. Lourenço, “Avanços recentes na modelação de estruturas de alvenaria,” 2016.
- [81] R. Marques, N. Mendes, D. V Oliveira, and P. Lourenço, “Análise de estruturas antigas e novas em alvenaria: Possibilidade e aplicações,” *8º Congresso de Sismologia e Engenharia Sísmica*, 2010.
- [82] R. Marques, “Metodologias inovadoras no cálculo sísmico de estruturas em alvenaria simples e confinada,” Tese de Doutorado, Universidade do Minho Escola de Engenharia, 2012.
- [83] L. Gambarotta and S. Lagomarsino, “On dynamic response of masonry panels,” *La Meccanica delle Murature tra Teoria e Progetto*, 1996.
- [84] T. Salonikios, C. Karakostas, V. Lekidis, and A. Anthoine, “Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames,” *Engineering Structures*, vol. 25, pp. 1515–1523, 2003.
- [85] L. Pasticier, C. Amadio, and M. Fragiocomo, “Non-linear seismic analysis and vulnerability evaluation of a masonry building by means of the SAP2000,” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2008.
- [86] G. Magenes, D. Bolognini, and C. Braggio, “Metodi semplificati per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura.,” *CNR-Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti*, 2000.

- [87] M. Dolce, "Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti," *Corso sul Consolidamento Degli Edifici in Muratura in Zona Sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza*, 1989.
- [88] D. Pereira, "Estudo sísmico de edifícios antigos. Reforço e análise não linear," Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2009.
- [89] L. Gambarotta and S. Lagomarsino, "Damage models for seismic response of brick masonry shear walls. Part II: The continuum model and its applications," 1997.
- [90] A. Pena, S. Cattari, A. Galasco, and S. Lagomarsino, "Seismic assessment of masonry structures by non-linear macro-element analysis," *Structural Analysis of Historical Constructions*, 2004.
- [91] F. Giordano, "Seismic assessment of a Pombalino building," Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico; University of Bologna, 2014.
- [92] A. Minhalma, "Análise modal de um edifício de paredes de alvenaria resistente," FaculTese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa, 2015.
- [93] MathWorks, "MATLAB." 2016.
- [94] D. Structural Vibration Solution A/S (2011), Aalborg EasT, "ARTEMIS Extractor, Release 5.3."
- [95] A. Pena, "Análise do comportamento sísmico de um edifício pombalino," Tese de Mestrado, Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.
- [96] J. Appleton, "Sebenta de reabilitação e reforço de estruturas.," 2007.
- [97] M. Frazão, "Modelação de um edifício ' Gaioleiro ' para Avaliação e Reforço Sísmico, Tese de Mestrado," Instituto Superior Técnico, 2013.
- [98] Autodesk, "Auto CAD." 2015.
- [99] CSI, "Analysis Reference Manual," 2015.
- [100] H. Renda, "Danos em edifícios de alvenaria provocados por movimentos do terreno engenharia Civil. Análise de um edifício pombalino da baixa lisboeta.," 2016.
- [101] A. Simões, R. Bento, S. Cattari, and S. Lagomarsino, "Seismic performance-based assessment of 'Gaiolerio' buildings," *Engineering Structures*, vol. 80, pp. 486–500, 2014.
- [102] M. Lopes, H. Meireles, S. Cattari, R. Bento, and S. Lagomarsino, "Pombalino constructions: Description and seismic assessment," *Structural Rehabilitation of Old Buildings, Building Pathology and Rehabilitation*, 2014.
- [103] F. Parisi and N. Augenti, "Uncertainty in Seismic Capacity of Masonry Buildings," pp. 218–230, 2012.
- [104] C. and Structures, "CSI Analysis Reference Manual CSI Analysis Reference Manual," 2015.

- [105] Edward L. Wilson, "Three dimensional static and dynamic analysis of structures: Fast nonlinear analysis," 1995.
- [106] G. Magenes, G.M.Calvi, and G.R.Kisngsley, "Seismic testing of a full-scale , two-story masonry building : Test procedure and measured experimental response," *Experimental and Numerical Investigation on a brick Mansonry Building Prototype-Numerical Prediction of the Experiment , Report 30 - GNDT*, 1995.
- [107] C. . Manzini, P. Morandi, and G. Magenes, "ANDILWAL-Manuale D'uso," *Associazione Nazionale Degli Industrial dei Laterizi*, 2013.

Anexo A Validação Modelo

No presente Anexo A, realiza-se a validação do método SAM, através SAP2000.

Anexo A1

Para a sua validação são comparados os resultados obtidos por Magenes e seus colaboradores [6], com recurso a um código não linear ANR. A comparação de resultados é realizada em termos de: curva de capacidade; mecanismos de rutura; distribuição interna de forças; e deformada obtida.

A parede utilizada para a validação do modelo, fez parte de um edifício ensaiado à escala real na Universidade de Paiva [106]. Sendo representado na Figura A 1 a), o edifício ensaiado, e na Figura A 1 b) a parede analisada na presente dissertação.

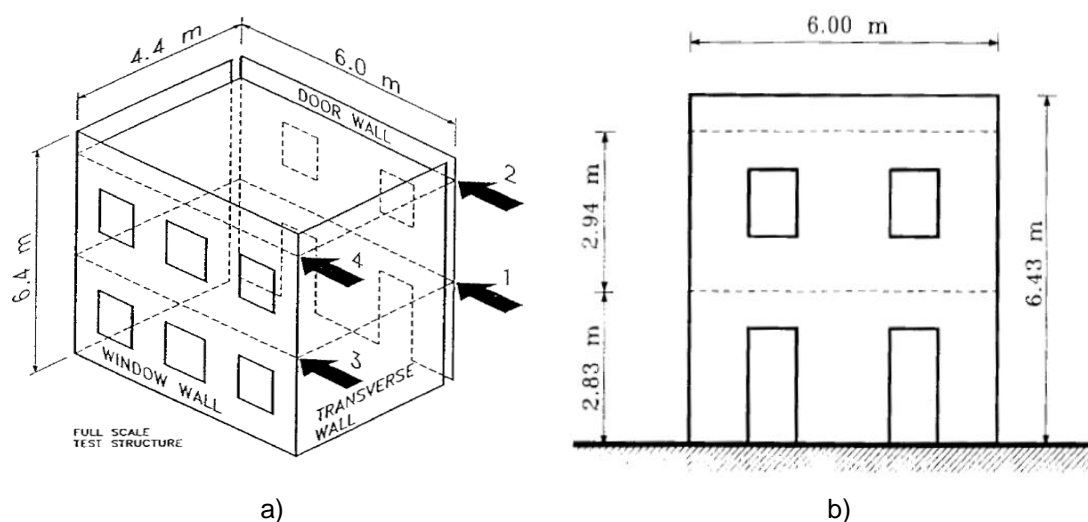


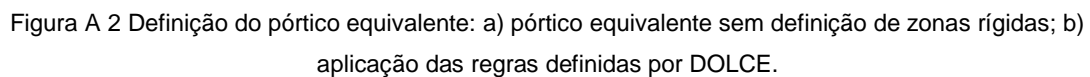
Figura A 1 Ensaio realizado à escala real: a) edifício b) parede analisada na presente dissertação.

. Os parâmetros mecânicos adotados para a alvenaria foram os seguintes:

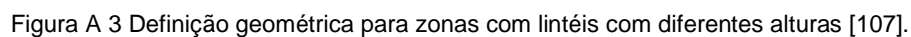
Tabela A 1 Parâmetros mecânicos da alvenaria.

E (MPa)	G (MPa)	γ (kN/m ³)	ν	C (MPa)	u
1910	360	19	0,26	0,18	0,577

116



Deve-se aplicar as seguintes equações [107],



$$\begin{cases} H_i = \frac{h_{s,inf}}{2} + (\bar{H} - H_{eff}) \frac{\alpha_i}{\alpha_i + \alpha_j} \\ H_j = \frac{h_{s,sup}}{2} + (\bar{H} - H_{eff}) \frac{\alpha_j}{\alpha_i + \alpha_j} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \alpha_i = \max\{h_{t,inf}^{dx}; h_{t,inf}^{sn}\} - \frac{1}{2}(\min\{|h_{t,inf}^{dx} - h_{t,inf}^{sn}|; l \tan 30^\circ\}) \\ \alpha_j = \max\{h_{t,sup}^{dx}; h_{t,sup}^{sn}\} - \frac{1}{2}(\min\{|h_{t,sup}^{dx} - h_{t,sup}^{sn}|; l \tan 30^\circ\}) \end{cases}$$

Identificam-se na Figura A 4 a), as zonas rígidas da parede a vermelho, na Figura A 4 b), identificam-se a verde as zonas deformáveis e a vermelho as zonas rígidas, referentes ao pórtico equivalente

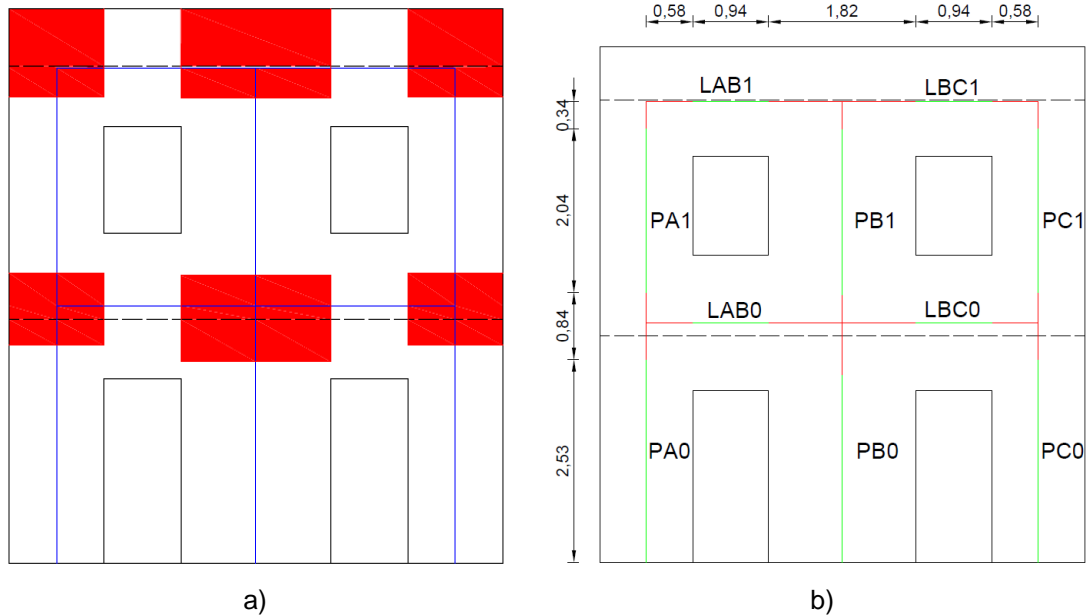


Figura A 4 Definição das zonas rígidas: a) no edifício; b) no pórtico equivalente.

Definido o pórtico equivalente deve-se agora determinar as forças a aplicar em cada nó do pórtico equivalente devido ao peso próprio e ao peso proveniente do piso. Considera-se assim que cada nó tem uma área de influência como indicado na Figura A 5 a), admitindo-se que metade da carga dos nêmbos referentes ao piso 0 são encaminhadas diretamente para as fundações. Na Figura A 5 b), apresenta-se a aplicação da carga nos nós do pórtico equivalente em estudo

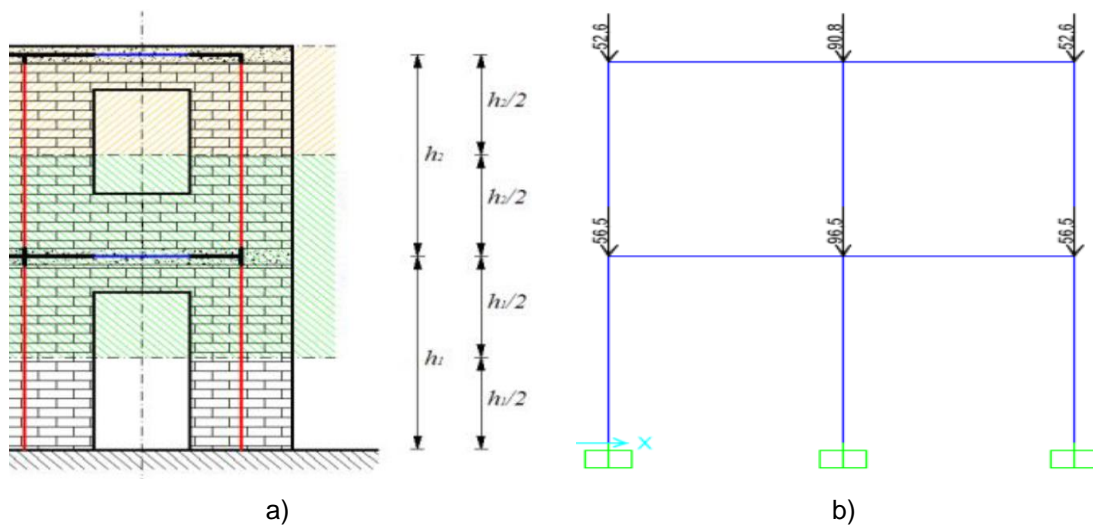


Figura A 5 Determinação das cargas a aplicar aos nêmbos: a) definição da área de influência; b) exemplo de aplicação das cargas nos nós do pórtico equivalente em estudo.

Sabendo que a carga em cada piso é aproximadamente 10kN/m² [6], apresenta-se na Tabela A 2, a distribuição das cargas a aplicar nos nós do pórtico equivalente.

Tabela A 2 Distribuição das forças a aplicar nos nós do pórtico equivalente.

Nembo	Carga nos nós (kN)
PA0	56.5
PA1	52.6
PB0	96.5
PB1	90.8
PC0	56.5
PC1	52.6

Antes de se proceder a realização da análise estática não linear importa referir: I) o nível de compressão dos nembos irá variar ao longo da análise devido ao efeito das forças laterais aplicadas no modelo numérico decorrente da análise estática não linear; tendo como consequência a variação dos esforços resistentes ao longo da análise II) o encastramento dos nembos não é perfeito sendo assim a altura de momentos nulos não é a meia altura dos mesmos e a mesma não irá variar com o decorrer da análise [6] [85] [88].

Tendo em conta o que se referente no ponto I), realizou-se dois modelos numéricos, S1 em que se admite para a determinação dos esforços resistentes a distribuição de esforços axial inicial, e um segundo modelo numérico S2 em que se determinam os esforços resistentes com recurso à distribuição de forças axiais no instante antes de ocorrer a plastificação da primeira rótula plástica.

Apresenta-se na Tabela A 3 a distribuição de esforços axiais para o caso de análise S1.

Tabela A 3 Distribuição de esforços axiais para analise S1

Nembo	Esforço Axial (kN)
PA0	112,12
PA1	53.79
PB0	181,25
PB1	88,42
PC0	112,12
PC1	53,79

Na Tabela A 4 apresenta-se a distribuição de esforços axiais para o caso de análise S2.

Tabela A 4 Distribuição dos esforços axiais para analise S2.

Nembo	Esforço Axial (kN)
PA0	59,3
PA1	39,2
PB0	182,22
PB1	87,29
PC0	164,25
PC1	68,9

Na Tabela A 5, apresenta-se as alturas de momentos nulos dos nembos.

Tabela A 5 Determinação da altura de momentos nulos dos nembos.

Nembo	Ho (m)
PA0	1,48
PA1	1.06
PB0	1,58
PB1	1,01
PC0	1,48
PC1	1,06

Para a análise estática não linear considera-se que a distribuição de forças de 1:1 como foi realizado no estudo realizado por Magenes [6] , que serve de comparação ao presente trabalho. Em relação ao ponto de controlo de deslocamento, será o considerado o ponto situado no topo do nembo PB1. Na Figura A 6 a), compara-se as curvas de capacidade obtidas para as análises S1 e S2 e na Figura A 6 b) os resultados obtidos para o método SAM e por uma análises por elementos Shell com MEF.

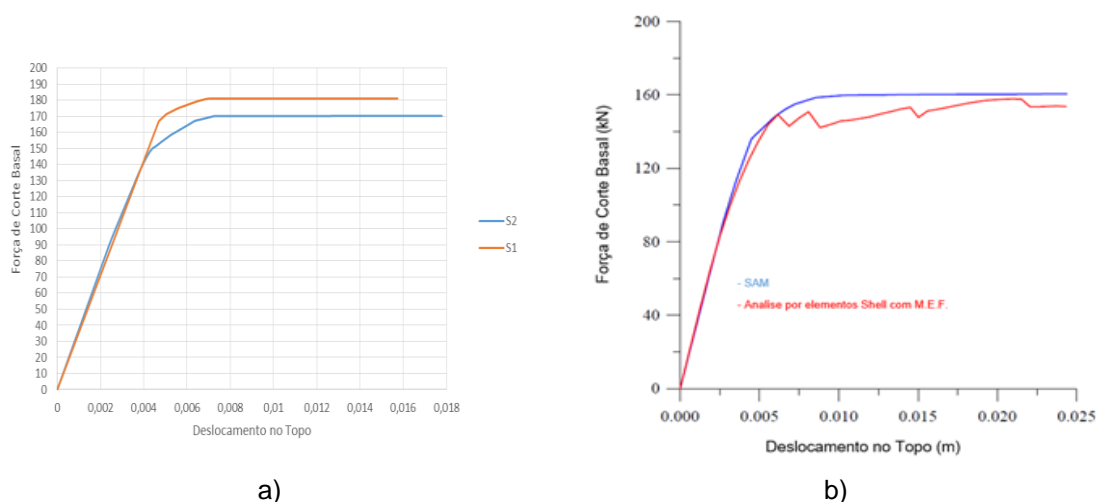


Figura A 6 Curvas de capacidade obtidas: a) análises S1 e- S2; b) métodos, SAM e análises por elementos Shell com MEF.

Com se pode observar pelas curvas de capacidades obtidas para as análises S1 e S2, é possível verificar que a análise S2 é a que mais se aproxima tanto em força última como em deslocamento último obtido ao método SAM, sendo assim as comparações realizadas de agora em diante serão apenas entre a análise S2 e o método SAM.

A força última e o respetivo deslocamento último são apresentados na Tabela A 6. É possível observar que em relação à força última a análise S2 sobrestima o valor obtido pelo método SAM, já em relação ao deslocamento último a análise S2 apresenta um valor inferior ao obtido pelo método SAM. Essas duas diferenças deve-se ao fato de o programa SAP2000, não atualizar o valor de força última das rotulas à medida que o esforço axial varia nos nembos com o decorrer da análise estática não linear. Estas mesmas conclusões foram obtidas também nos estudos realizados anteriormente [85] [88], em que se SAP2000 para aplicação do método SAM.

Tabela A 6 Comparação de resultados entre método SAM e S2: Força Última; Deslocamento Último		
Análise	Força Última	Deslocamento Último
Método SAM	160kN	24mm
S2	170kN	17,7mm

Em relação ao mecanismo de colapso, este também irá ser afetado pela não atualização da força última das rótulas plásticas. Mesmo assim obteve-se uma aproximação satisfatória do mecanismo de colapso apresentado. Na Figura A 7 a) apresenta-se o mecanismo de colapso obtido pela análise S2 e na Figura A 7 b) o mecanismo de colapso obtido pelo método SAM.

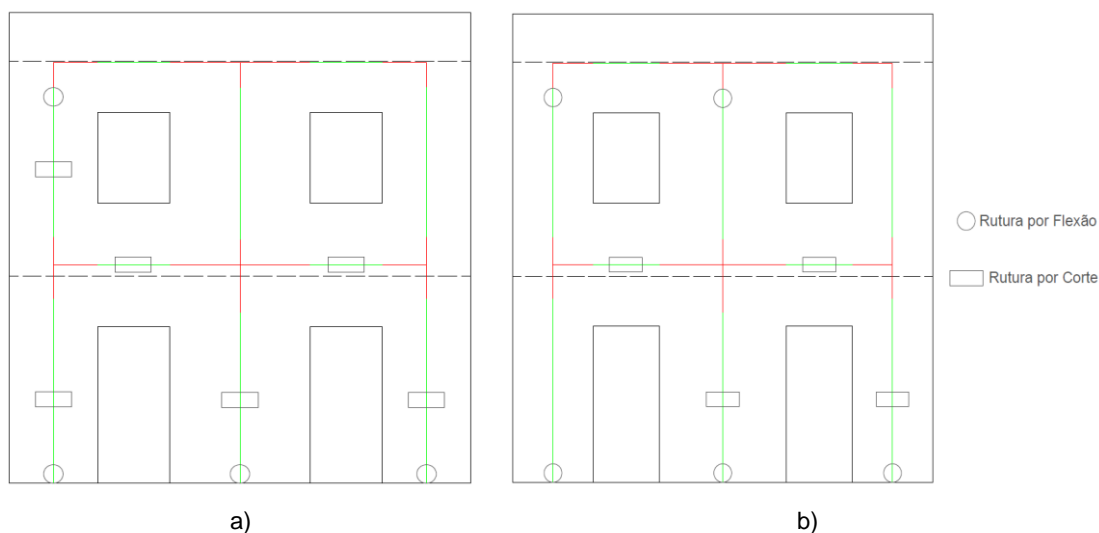


Figura A 7 Mecanismos de rutura: a) análise S2; b) método SAM.

Como foi referido inicialmente a parede em estudo, fez parte de um edifício ensaiado à escala real [106]. Na Figura A 8, apresenta-se o estado final da parede após a realização do ensaio clico. Os nembos laterais e centrais do piso 0, fendilham ambos ao corte, tendo apresentando no caso dos nembos laterais uma fenda diagonal juntamente e no caso do nembo central uma fenda em forma de “x” (fendilhação diagonal). Em relação à análise S2, faz-se notar a rutura do no nembo PA0 por corte que não foi prevista no método SAM. No caso dos lintéis do 1 piso, ambos fendilham por corte, com o início da fendilhação a ocorrer para pequenos carregamentos. Na Figura A 8, apresenta-se a curva de histerese resultante do ensaio cíclico, de notar que a força máxima é de 150kN, sendo o drift de 0,43%. Ambas as análises sobrestimam a força última da parede, sendo o método SAM o que apresenta uma melhor aproximação.

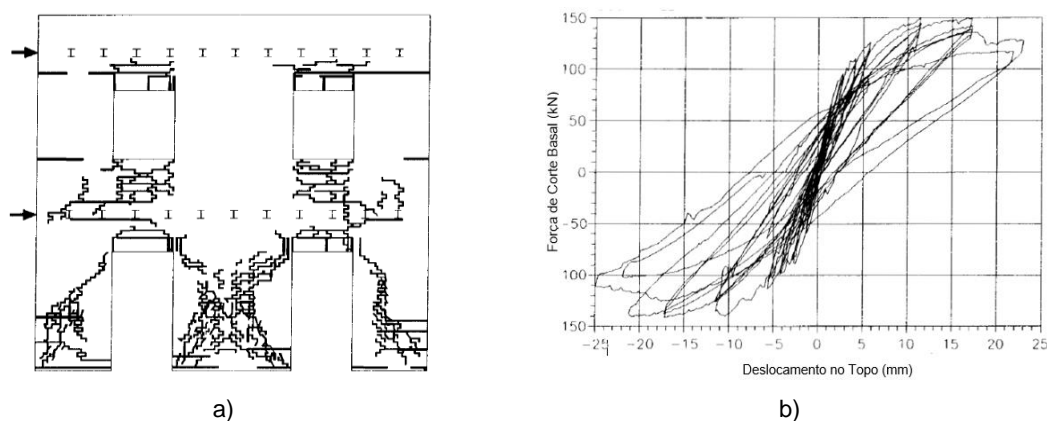


Figura A 8 Resultados obtidos do ensaio experimental: a) padrão de fendas final; b) curva de histerese.

Na Tabela A 7, apresenta-se os drift obtidos para ambas as análises, tendo-se obtido um menor drift para a análise S2 devido ao fato do seu deslocamento último ser inferior ao método SAM.

Tabela A 7 Comparação de resultados entre método SAM e S2: Drift	
Análise	Drift
Método SAM	0,43%
S2	0,31%

Em relação à distribuição das forças internas finais, nomeadamente à distribuição de esforços axiais e esforços transversos. São apresentadas a Tabela A 8, referente ao esforço axial final.

Tabela A 8 Comparação de resultados entre método SAM e S2: Distribuição de Esforços Axiais		
Nembo	N/N _{TOTAL} – Método SAM	N/N _{TOTAL} – S2
PA0	5%	4%
PB0	42%	45%
PC0	51%	51%

Tabela A 9, referente ao esforço transversal final. Em geral obtém-se uma boa aproximação.

Tabela A 9 Comparação de resultados entre método SAM e S2: Distribuição de Esforços Transversos		
Nembo	V/V _{TOTAL} – Método SAM	V/V _{TOTAL} – Método SAM
PA0	6%	13%
PB0	55%	53%
PC0	40%	34%

Anexo A2

A realização de uma análise dinâmica incremental implica que os elementos que constituem a estrutura em estudo tenham um comportamento histerético. Para avaliar o comportamento dos nembo e lintéis face a ações horizontais cíclicas, recria-se o ensaio de Vasconcelos [36] onde se avalia o comportamento dos nembo face a ações cíclicas. Os muretes simulados no SAP2000 são os seguintes: murete WR1.175 para simular o comportamento ao corte; murete de WR2.100 para o comportamento à flexão.

Murete WR1.175-Corte

Apresenta-se na Figura A 9 a modelação do murete em SAP 2000, na Figura A 9 a) apresenta-se o modelo barra utilizado para simular o murete, incluindo o elemento de ligação que simula o comportamento ao corte, já na Figura A 9 b) apresenta-se uma vista 3D do murete em SAP 2000.

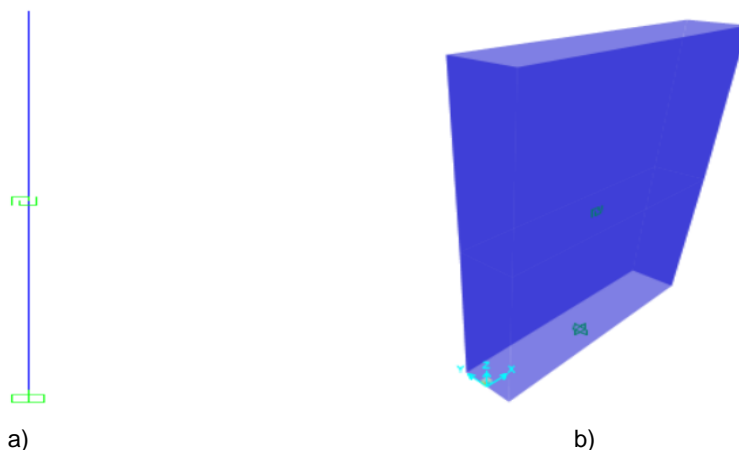


Figura A 9 Murete WR1.175 em SAP2000: a) elemento barra com elemento de ligação; b) vista extrudida em 3D.

Como referido no estudo de Pasticier e seus colaboradores [85] , existem 3 modelos para simular o comportamento histórico do elemento de ligação, no caso do corte adotou-se o modelo de Pivot com os seguintes parâmetros: $\alpha_1 = \alpha_2 = \beta_1 = \beta_2 = 0.45$. Em relação ao carregamento aplicado, este é definido através de uma análise “*Time-History*” no SAP 2000, devido a problemas numéricos não é possível aplicar o carregamento igual ao que foi aplicado no estudo de Vasconcelos [36], aplicando um carregamento de forma a obter-se uma melhor convergência do modelo numérico. Na Figura A 10, apresenta-se a história do carregamento cíclico aplicado, sendo que é definido o valor entre 0 e 1 que corresponde à relação F_U/F , sendo F_U a carga de rutura do modelo numérico e F a carga aplicada ao modelo numérico.

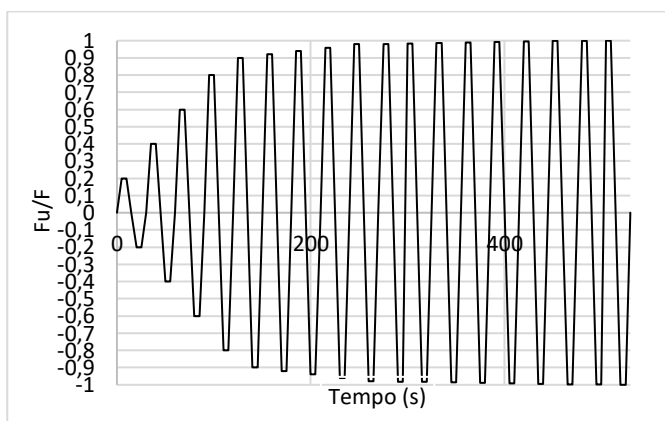


Figura A 10 Historia do carregamento utilizado no modelo SAP 2000

Na Figura A 11 apresenta-se os comportamentos históricos do murete, na Figura A 11 a) o comportamento histerético real obtido no estudo de [36] e na Figura A 11 b) o comportamento histerético simulado no SAP 20000.

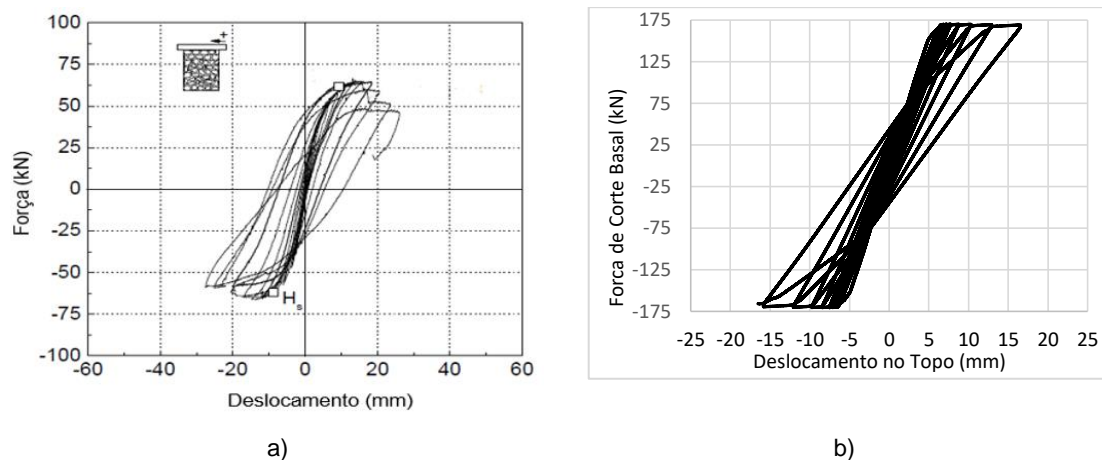


Figura A 11 Comportamento histórico do murete ao corte: a) modelo real de Vasconcelos; b) modelo simulado em SAP2000

Pela observação dos comportamentos históricos conclui-se que os parâmetros definidos no estudo de [85] e aplicados na presente dissertação, são válidos tendo-se uma aproximação satisfatória, na Tabela A 10, apresenta-se os valores máximos para o comportamento histerético de Vasconcelos e para o comportamento simulado em SAP 2000.

Tabela A 10 Comparação da força máxima e deslocamento máximo entre os modelos históricos obtido por Vasconcelos e SAP 2000.

	H_{\max}^{med} (kN)	$d_{H_{\max}}^{\text{med}}$ (mm)
Vasconcelos	64,65	13,25
SAP 2000	64	13,82

Murete WR2.100-Felxão

O comportamento histerético para a flexão dos nembos no SAP 2000 ainda não foi objeto de estudo em nenhum outro trabalho, sendo assim foi proposto na presente dissertação a sua definição em SAP 2000. O comportamento histórico à flexão dos nembos é geralmente caracterizado por uma curva de histerese em forma de "S" como apresentado na secção 2.2.3.1, assim sendo e após algumas simulações no SAP 2000 optou-se por não utilizar um elemento de ligação "Multilinear Plastic" utilizado no caso dos elementos de ligação de corte, optando-se então por utilizar um elemento de ligação do tipo "Multilinear Elastic". Na Figura A 12, apresenta-se o modelo barra utilizado para simular o murete, incluindo o elemento de ligação que simula o comportamento à flexão, já na Figura A 9 b) apresenta-se uma vista extrudida 3D do murete simulado em SAP 2000. Sendo aplicado a mesmo carregamento definido na Figura A 10.

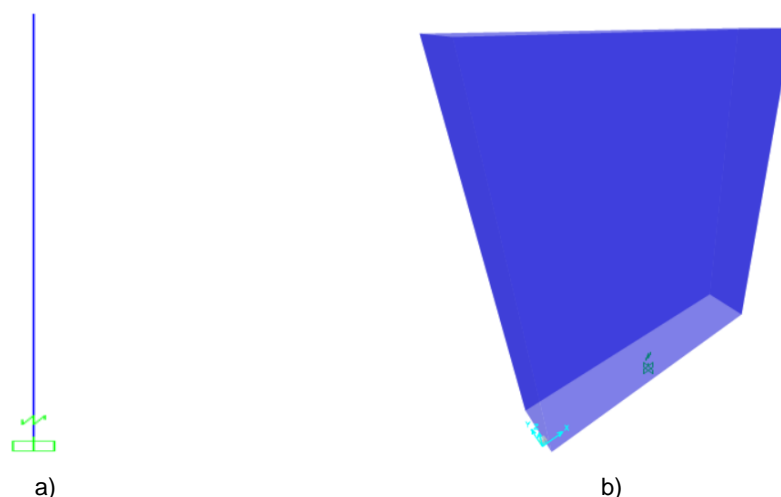


Figura A 12 Murete WR2.100 em SAP2000: a) elemento barra com elemento de ligação; b) vista 3D.

Na Figura A 13, apresenta-se os comportamentos hysteréticos do nembro à flexão, Na Figura A 13 a) apresenta o comportamento real e na Figura A 13b) o comportamento simulado no SAP 20000.

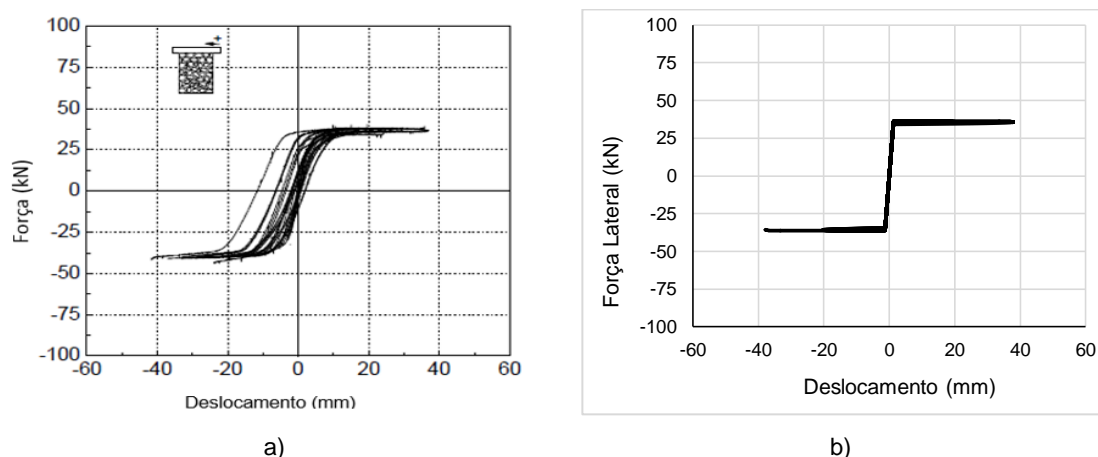


Figura A 13 Comportamento histórico do murete à flexão: a) modelo real de Vasconcelos; b) modelo simulado em SAP2000

Por observação da Figura A 13 pode-se concluir que se obtém uma aproximação satisfatória, na Tabela A 11, apresenta-se a comparação da força máxima e deslocamento máximo entre o modelo histórico obtido por Vasconcelos e SAP 2000.

Tabela A 11 Comparação da força máxima e deslocamento máximo entre os modelos históricos obtido por Vasconcelos e SAP 2000.

	H_{\max}^{med} (kN)	$d_{H\max}^{\text{med}}$ (mm)
Vasconcelos	38,7	14,95
SAP 2000	38,91	14,94

Com a validação do comportamento histórico dos elementos estruturais que constituem a parede de alvenaria, valida-se de seguida o modelo numérico utilizando a parede do estudo de Magenes e seus colaboradores [106], que já serviu de validação para o método SAM quando aplicado ao SAP 2000, sendo agora utilizada para a validação para a análise dinâmica incremental no SAP 2000.

Parede de Alvenaria

A modelação da parede de alvenaria segue os mesmos princípios referidos no Anexo A1, sendo apenas substituídas as rótulas plásticas por elementos de ligação. Na Figura A 14, apresenta-se a modelação da parede de alvenaria em SAP 200, na Figura A 14 a) apresenta-se a modelação com elementos de ligação e na Figura A 14 b) uma vista 3D do modelo numérico.

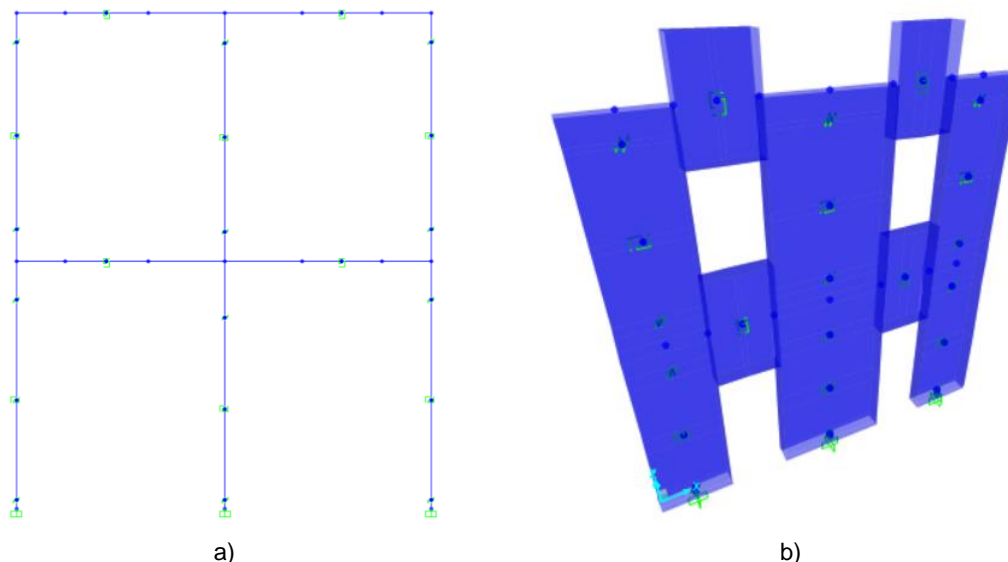


Figura A 14 Parede de alvenaria: a) modelação com elementos de ligação; b) vista 3D.

Para obter-se uma validação da utilização dos elementos de ligação compara-se a curva de capacidade orbital utilizado rótulas plásticas através de uma análise S2 apresentada anteriormente no Anexo A1, a curva de capacidade obtida por uma análises estática não linear idêntica ao aplicado na análise S2 utilizando elementos de ligação (Link-Push) e uma curva de capacidade utilizando elementos de ligação através de uma análise “*Time Histotry*” no SAP 2000, (Link – TH) onde a historia do carregamento é apresentada na Figura A 15.

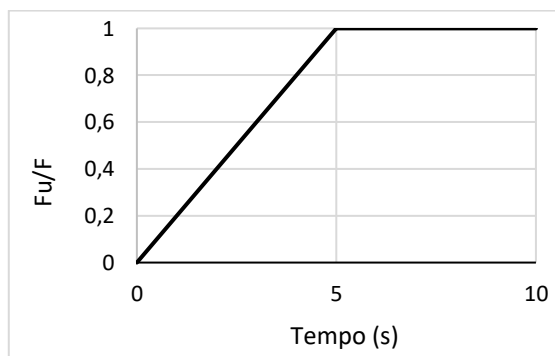


Figura A 15 História de carregamento para análise “*Time History*” em SAP 2000

A comparação das curvas de capacidade é apresentada na Figura A 16, onde é possível verificar que se obtém uma aproximação satisfatória apesar da rigidez inicial e deslocamento último não serem exatamente iguais. Importa ainda referir que as curvas de capacidade para Link-TH e para Link-Push são coincidentes como seria de esperar.

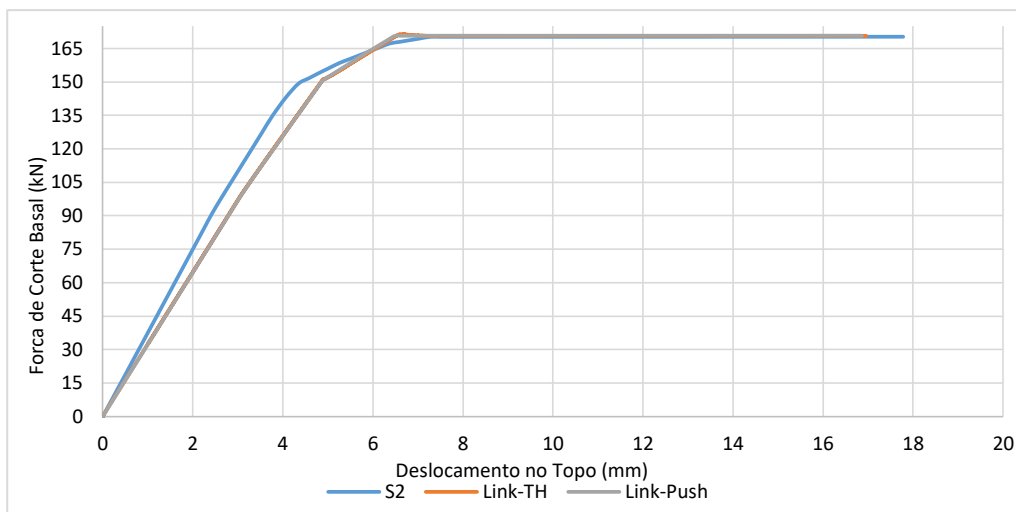


Figura A 16 A comparação das curvas de capacidade Link-TH e Link-Push

Na Figura A 17, apresenta a comparação entre o comportamento histórico obtido por Magenes [106] e o comportamento histórico obtido em SAP 2000. Conclui-se que a aproximação é satisfatória apesar de não ser uma aproximação perfeita, o que seria difícil de obter visto que as propriedades dos materiais podem não ser exatamente iguais aos que foram definidos no modelo numérico, outra causa deve-se ao facto do ensaio experimental ser referente a um edifício e não apenas a uma parede como é o caso do modelo numérico. Apesar disso obtém-se boas aproximações quando se compara a força máxima e deslocamento último do comportamento histórico do modelo numérico, quando comparado com os resultados das análises pushover dos modelos de rótulas plásticas e dos modelos utilizando elementos de ligação.

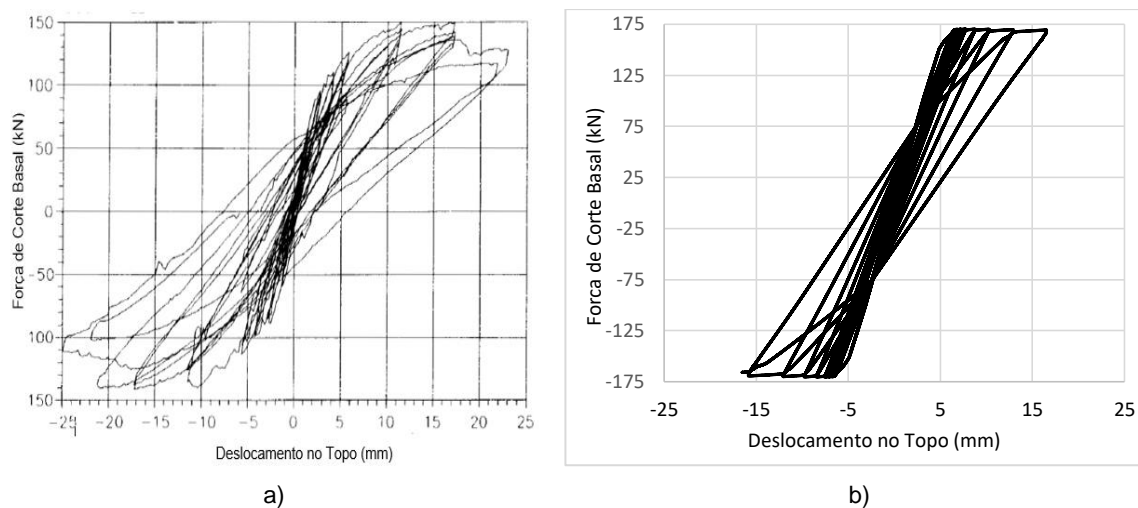


Figura A 17 Comparação do comportamento histórico: a) modelo experimental de Magenes; b) modelo numérico em SAP 2000

Anexo B Caso de Estudo: Plantas de Arquitetura e Elementos do Ensaio de Vibração Ambiental

No presente anexo apresentam-se as plantas de arquitetura do edifício em estudo e a localização dos geofones para o ensaio de vibração ambiental. Na Figura B 1, apresenta-se a planta do piso 0.

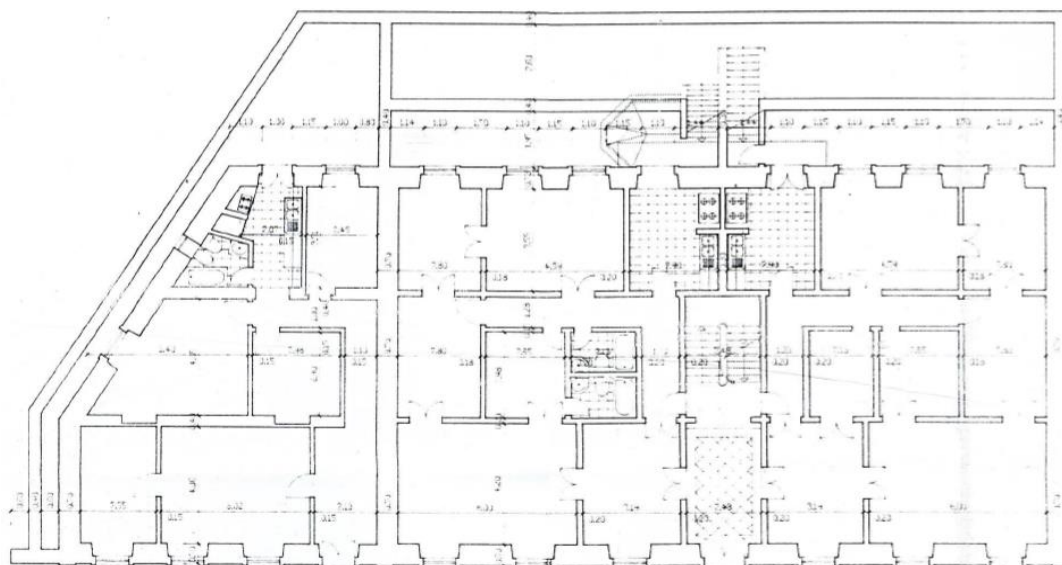


Figura B 1 Planta do Piso 0

Na Figura B 2, apresenta-se a planta do piso 2.

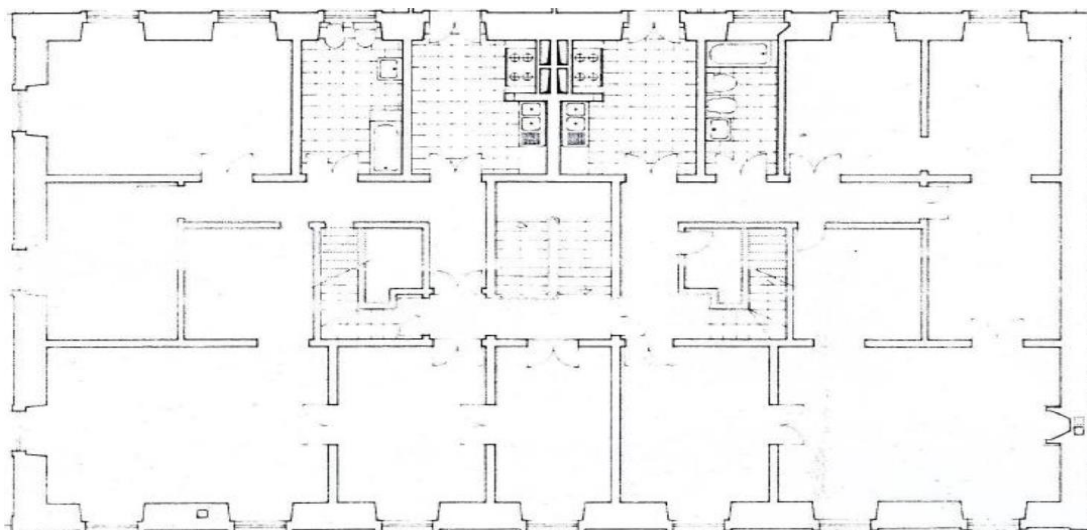


Figura B 2 Planta do Piso 2.

Na Figura B 3, apresenta-se a planta do piso 3.

Na Figura B 5, apresenta-se o alçado do edifício em estudo.



Figura B 5 Alçado do edifício em estudo.

Na Figura B 6, apresenta-se o alçado tardoz do edifício em estudo.



Figura B 6 Alçado tardoz do edifício em estudo.

Na Figura B 7, apresenta-se o alçado sul do edifício em estudo.



Figura B 7 Alçado sul do edifício em estudo.

Apresenta-se de seguida a localização do geofones para a realização do ensaio de vibração ambiental.

Na Figura B 8 e Figura B 9, são apresentados o mapa de posicionamento dos geofones.

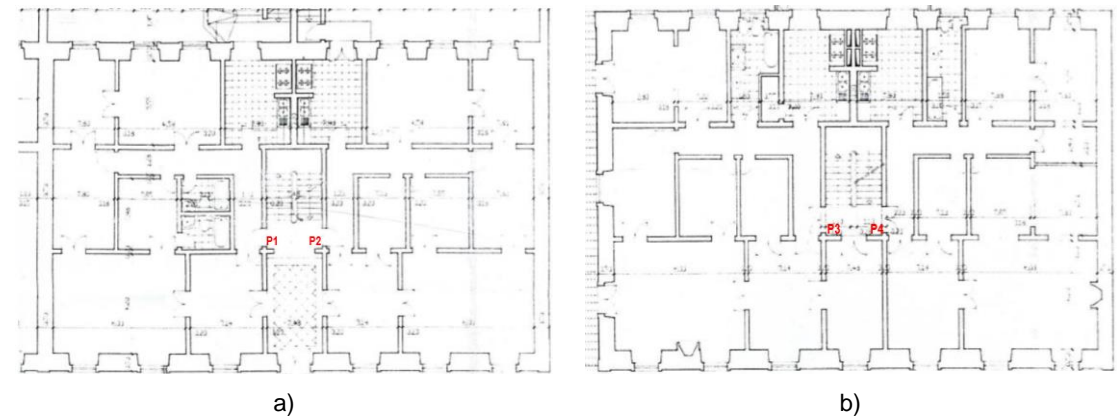


Figura B 8 Mapa de posicionamento dos geofones: a) piso0; b) piso1.

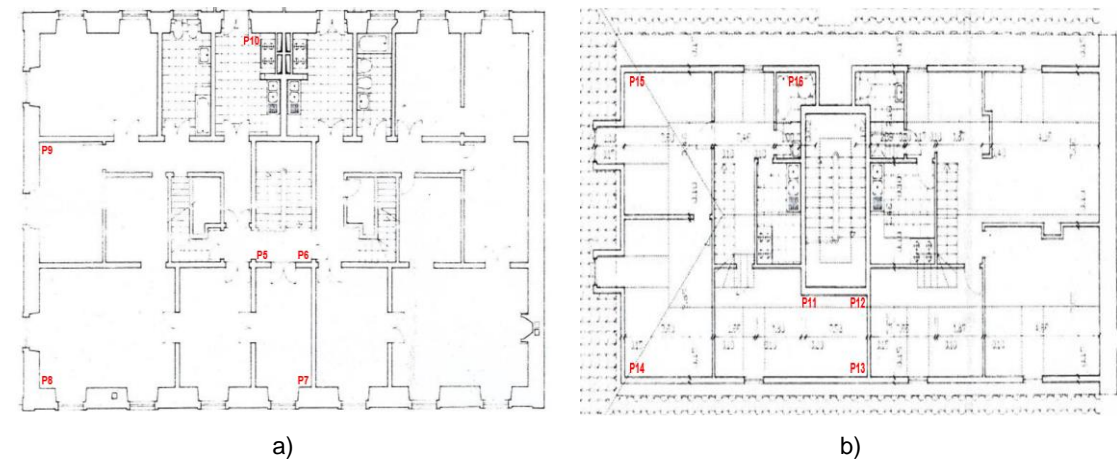


Figura B 9 Mapa de posicionamento dos geofones: a) piso2; b) piso3.

Para a instrumentação dos 17 pontos, foram realizados 8 “Setups” (medições), no qual o geofone G3 manteve a sua posição fixa (posição 7), apresentados na Tabela B-1.

Tabela B-1 Tabela de leituras dos "Setup".

Setup	G1	G2	G3 (Fixo)
1	8	10	7
2	9	5	7
3	12	6	7
4	13	16	7
5	11	15	7
6	17	14	7
7	14	4	7
8	7	2	7

Anexo C Análise Estática Não Linear

No presente anexo apresentam-se as tabelas de cálculo que definem o modelo numérico usado no SAP2000 para as análises estáticas não lineares para o caso de análise S1.

Tabela C 1 Definição do pórtico equivalente e momento resistente.

Colunas	D	t	Heff	I	NS1	σ	MUm
	(m)	(m)	(m)	(m ⁴)	(kN)	(kN/m ²)	(kNm)
PA0	2,3	0,73	2,10	0,7402	267,56	159,36	284,62
PA1	1,55	0,73	2,83	0,2265	159,82	141,25	115,63
PA2	1,55	0,73	3,00	0,2265	64,94	57,39	48,97
PB0	2,05	0,73	2,18	0,5241	298,26	199,31	277,04
PB1	2,05	0,73	2,30	0,5241	187,77	125,47	181,10
PB2	2,05	0,73	2,51	0,5241	82,78	55,32	82,64
PC0	2,05	0,73	2,54	0,5241	324,76	217,01	298,88
PC1	2,05	0,73	2,30	0,5241	202,68	135,44	194,51
PC2	2,05	0,73	2,51	0,5241	86,36	57,71	86,12
PD0	1,9	0,73	2,43	0,4173	315,03	227,13	267,29
PD1	2,03	0,73	2,29	0,5089	202,12	136,39	191,98
PD2	2,03	0,73	2,51	0,5089	86,5	58,37	85,39
PE0	1,9	0,73	2,43	0,4173	315,02	227,12	267,28
PE1	2,03	0,73	2,29	0,5089	202,79	136,84	192,58
PE2	2,03	0,73	2,51	0,5089	86,5	58,37	85,39
PF0	2,05	0,73	2,18	0,5241	330	220,51	303,15
PF1	2,05	0,73	2,30	0,5241	205,89	137,58	197,37
PF2	2,05	0,73	2,51	0,5241	87,35	58,37	87,07
PG0	2,05	0,73	2,18	0,5241	320,14	213,93	295,11
PG1	2,05	0,73	2,30	0,5241	201,7	134,78	193,63
PG2	2,05	0,73	2,51	0,5241	85,61	57,21	85,39
PH0	1,55	0,73	2,65	0,2265	234,03	206,83	163,72
PH1	1,55	0,73	2,83	0,2265	146,53	129,50	106,64

PH2	1,55	0,73	3,00	0,2265	61,26	54,14	46,27
PBB0	1,45	0,73	2,05	0,1855	54,75	51,72	38,73
PCC0	1,45	0,73	2,05	0,1855	59,06	55,80	41,69
PDD0	1,45	0,73	2,05	0,1855	58,45	55,22	41,28
PEE0	1,2	0,73	2,30	0,1051	31,12	35,53	18,36

Tabela C 2 Definição do esforço transversal resistente.

Colunas	b	Vu,f_diag	Vu,desliz		Vux0,9	Vu
	(-)	(kN)	Ho	av	(kN)	(kN)
PA0	0,912238	122,0946	2	0,869565	137,2546	122,0946
PA1	1,229952	57,93457	1,446749	0,933386	79,41993	57,93457
PA2	1,303937	38,35278	1,557285	1,0047	31,5727	31,5727
PB0	0,948849	115,4608	1,779066	0,867837	151,0098	115,4608
PB1	0,998093	89,80331	1,130942	0,551679	123,7455	89,80331
PB2	1,092391	59,77007	1,116096	0,544437	62,6568	59,77007
PC0	1,104348	103,0616	1,387846	0,676998	180,981	103,0616
PC1	0,998093	92,74799	0,880942	0,429728	146,1073	92,74799
PC2	1,092391	60,66474	1,286096	0,627364	59,13999	59,13999
PD0	1,05781	101,7945	1,477846	0,777814	165,5198	101,7945
PD1	0,996415	92,27335	0,815804	0,401874	149,1421	92,27335
PD2	1,090217	60,4364	1,093513	0,538676	65,42137	60,4364
PE0	1,05781	101,793	1,315173	0,692196	173,1464	101,793
PE1	0,996415	92,40331	0,925804	0,456061	142,5152	92,40331
PE2	1,090217	60,4364	1,053513	0,518972	66,99668	60,4364
PF0	0,948849	120,8196	1,245173	0,607401	190,8884	120,8196
PF1	0,998093	93,36981	0,980942	0,478508	141,7828	93,36981
PF2	1,092391	60,90983	1,036096	0,505413	68,79522	60,90983
PG0	0,948849	119,1807	1,327846	0,64773	181,7195	119,1807
PG1	0,998093	92,55732	1,010942	0,493142	137,772	92,55732
PG2	1,092391	60,47841	1,046096	0,510291	67,2319	60,47841
PH0	1,152974	73,04463	1,377846	0,888933	116,9331	73,04463

PH1	1,229952	55,83767	1,412222	0,911111	74,12516	50,2539	55,83767
PH2	1,303937	37,57871	1,267285	0,817603	34,90791	31,41712	34,90791
PBB0	0,892449	50,56273	1,469066	1,013149	26,49136	23,84222	26,49136
PCC0	0,892449	51,90434	2,052632	1,415608	21,79172	19,61255	21,79172
PDD0	0,892449	51,71658	1,607455	1,10859	26,31447	23,68302	26,31447
PEE0	1,001077	33,07442	1,327455	1,106213	14,04404	12,63964	14,04404

Tabela C 3 Definição da deformabilidade.

Colunas	K	Vu	δ_{el}	δ_u	δ_{pla}	δ_{el}	ϕ_{el}	ϕ_{pla}
	(kN/m)	(kN)	(m)	(m)	(m)	(m)	(rad)	(rad)
PA0	247904	109,885	0,00044	0,00839	0,00794	0,00027	0,00013	0,00587
PA1	74059	52,1411	0,00070	0,01131	0,01061	0,00027	9,75E-5	0,00590
PA2	65503	28,4154	0,00043	0,01199	0,01156	0,00012	4,16E-5	0,00595
PB0	196493	103,914	0,00052	0,00872	0,00820	0,00032	0,00014	0,00585
PB1	181345	80,8229	0,00044	0,00918	0,00873	0,00021	9,48E-5	0,00590
PB2	156309	53,7930	0,00034	0,01005	0,00970	0,00010	4,19E-5	0,00595
PC0	153459	92,7554	0,00060	0,01016	0,00955	0,00038	0,00015	0,00584
PC1	181345	83,4731	0,00046	0,00918	0,00872	0,00023	0,00010	0,00589
PC2	156309	53,2259	0,00034	0,01005	0,00970	0,00011	4,36E-5	0,00595
PD0	145053	91,6150	0,00063	0,00973	0,0091	0,00037	0,00015	0,00584
PD1	178989	83,0460	0,00046	0,00916	0,00870	0,00023	0,00010	0,00589
PD2	154260	54,3927	0,00035	0,01003	0,00967	0,00011	4,4E-05	0,00595
PE0	145053	91,6137	0,00063	0,00973	0,0091	0,00037	0,00015	0,00584
PE1	178989	83,1629	0,00046	0,00916	0,00870	0,00023	0,00010	0,00589
PE2	154260	54,3927	0,00035	0,01003	0,00967	0,00011	4,4E-05	0,00595
PF0	196493	108,737	0,00055	0,00872	0,00817	0,00035	0,00016	0,00583
PF1	181345	84,0328	0,00046	0,00918	0,00871	0,00023	0,00010	0,00589
PF2	156309	54,8188	0,00035	0,01005	0,00969	0,00011	4,41E-5	0,00595
PG0	196493	107,262	0,00054	0,00872	0,00818	0,00034	0,00015	0,00584
PG1	181345	83,3015	0,00045	0,00918	0,00872	0,00023	0,00010	0,00589

PG2	156309	54,4305	0,00034	0,01005	0,00970	0,00010	4,33E-5	0,00595
PH0	84498	65,7401	0,00077	0,01060	0,00982	0,00036	0,00013	0,00586
PH1	74059	50,2539	0,00067	0,01131	0,01063	0,00025	9E-05	0,00591
PH2	65503,	31,4171	0,00048	0,01199	0,01151	0,00011	3,93E-5	0,00596
PBB0	121424	23,8422	0,00019	0,00821	0,00801	7,77E-5	3,78E-5	0,00596
PCC0	121424	19,6125	0,00016	0,00821	0,00804	8,36E-5	4,07E-5	0,00595
PDD0	121424	23,6830	0,00019	0,00821	0,00801	8,28E-5	4,03E-5	0,00596
PEE0	66680	12,6396	0,00019	0,00921	0,00902	5,98E-5	2,6E-05	0,00597

Anexo D Modelação SAP2000 Analise Dinâmica Não Linear

No presente anexo apresenta um tutorial de como realizar uma análise dinâmica não linear no programa de cálculo automático SAP2000.

Anexo D.1. Modelação Link-Introdução

Apresenta-se a modelação de seguida de um link ao corte sendo o elemento de ligação à flexão realizado de forma idêntica.

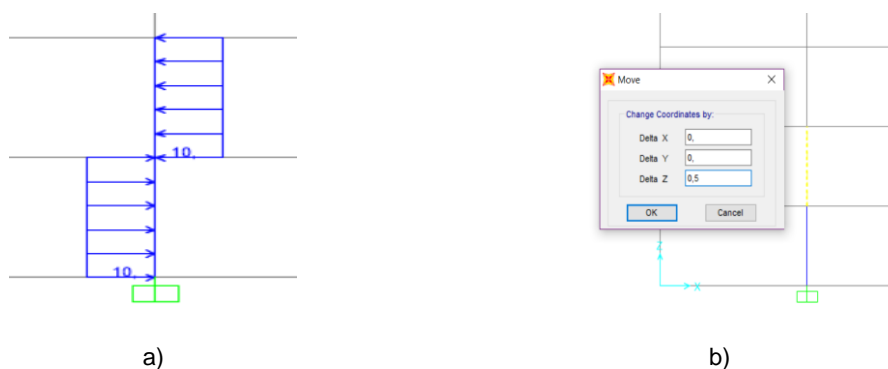


Figura D1 modelação link corte: a) aplicação de duas cargas distribuídas opostas; b) mover a barra superior um distancia arbitrária.

De seguida deve-se aplicar o comando “*merge number*”, sendo atribuídos números à extremidade de 0 e 1. Caso ambas a extremidades tenham o mesmo número as mesmas permanecem ligadas, garantindo assim a continuidade de esforços, caso contrário irá existir uma descontinuidade. Na Figura D1, exemplifica-se a aplicação do comando “*merge number*”

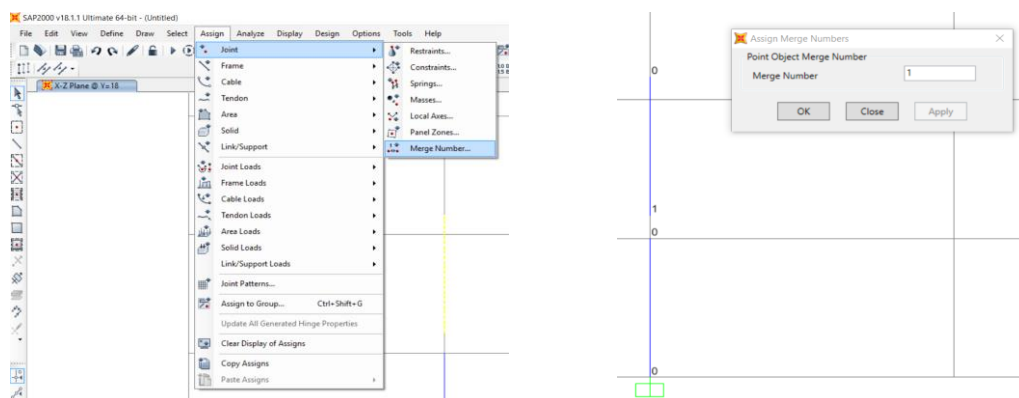


Figura D2 Aplicação do comando “*merge number*”

De seguida deve-se aplicar o comando "draw 2 joint link" como apresentado na Figura D3.

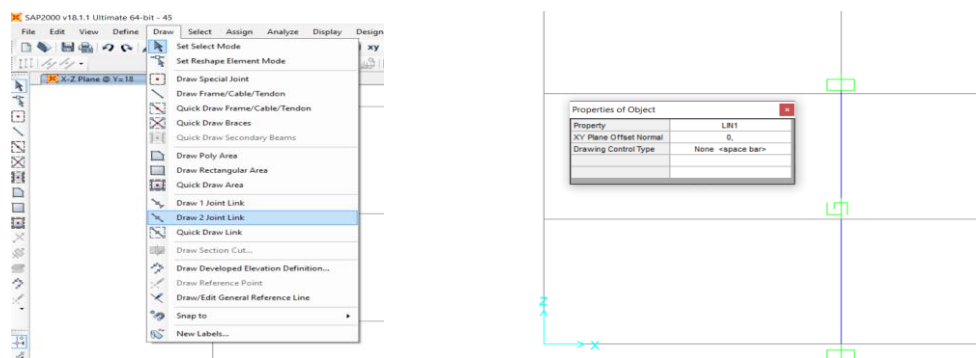


Figura D3 Comando "draw 2 joint link"

Executado o comando "draw 2 joint link", deve-se voltar a unir as extremidades das barras com o comando "move" conforme é apresentado na

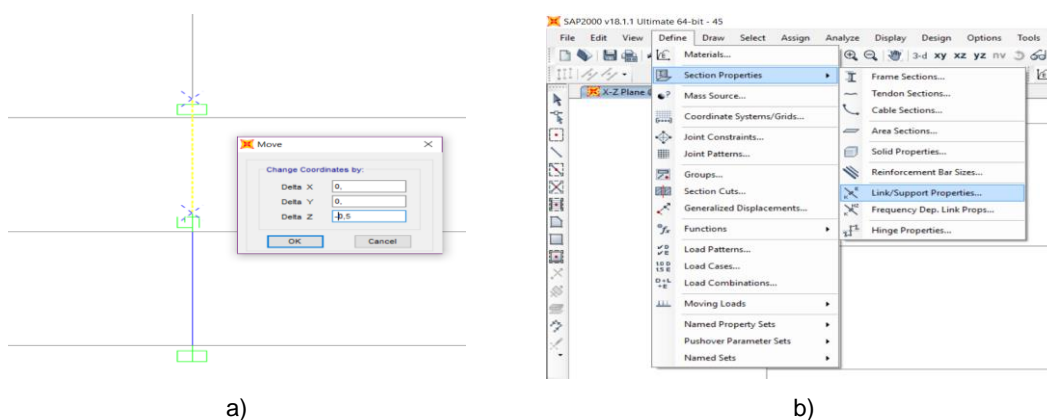


Figura D4 Modelação do link: a) comando "move"; b) comando "link/Support Properties"

Na Figura D5 a) apresenta-se a definição das propriedade gerais do link, em que direção o link assume comportamento não linear e qual irá ter um comportamento rígido, sendo aqui definido ainda uma massa residual e acrescentado de uma rotação de inercia residual caso se realize uma modelação do comportamento não linear de flexão. Na Figura D5 b) apresenta-se a modelação do comportamento não linear do link.

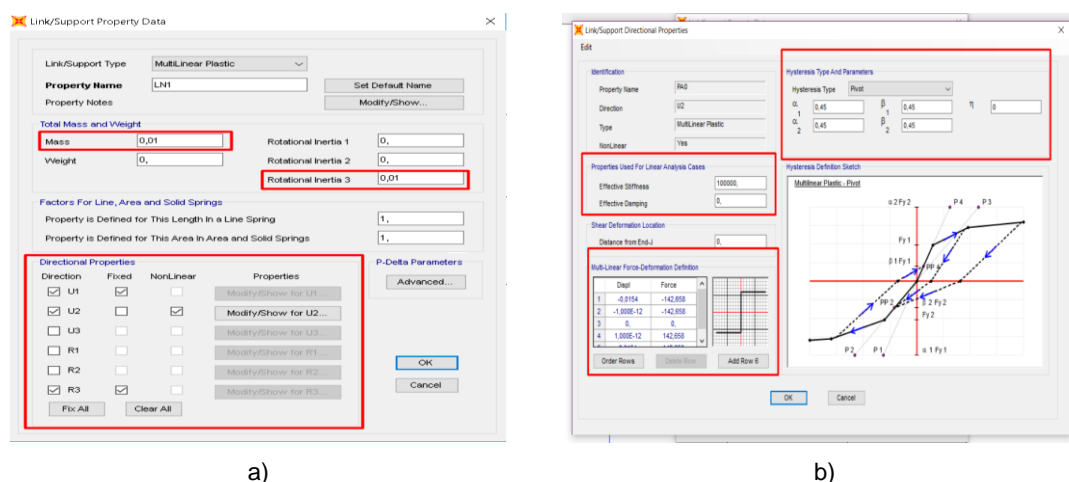


Figura D5 Modelação não linear do link: a) definição das propriedade gerais do link; b) modelação do comportamento não linear do link

Na Figura D6 a) apresenta-se o comportamento da barra com o link e na Figura D6 b), apresenta-se o comportamento da barra sem o link, apenas com a descontinuidade definida pelo comando “merge number”.



Figura D6 Exemplo do comportamento da barra: a) com link não linear; b) sem link, apenas com o a descontinuidade definida pela comando “merge number”.

Anexo D.2. Definição dos casos de análise

Serão de seguida exemplificados a definição dos casos de análise. Na Figura D 7 a) define-se o caso de análise modal utilizando os vetores Ritz, devendo ser definido um número máximo de modos suficientes, de modo que seja possível avaliar todos os links. Na Figura D 7 b) apresenta-se a definição do caso de análise “Peso Rampa Ritz” que irá servir de base para o caso de análise do FNA, sendo definida uma função rampa com duração de 10s onde o carregamento de serviço será aplicado com uma constante de amortecimento de 99% para evitar erros de convergência.

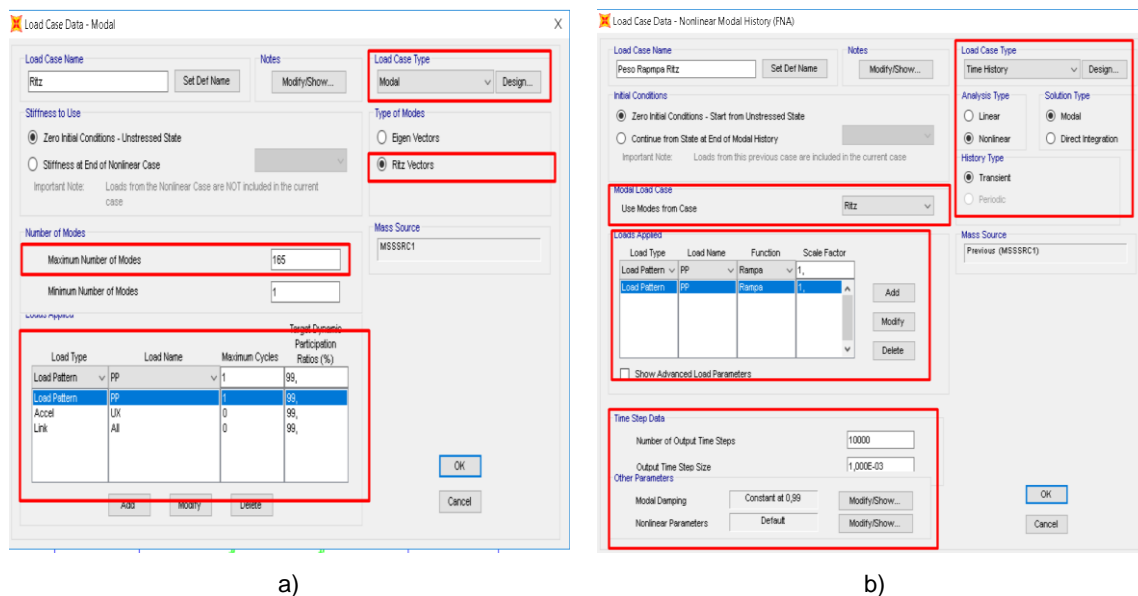


Figura D 7 Definição dos casos de análise: análise modal Ritz; “peso rampa Ritz”.

Na Figura D 8 a) apresenta-se a função rampa mencionada anteriormente. Na Figura D 8 b) apresenta a definição do amortecimento de 99% no caso de análise “peso rampa Ritz”.

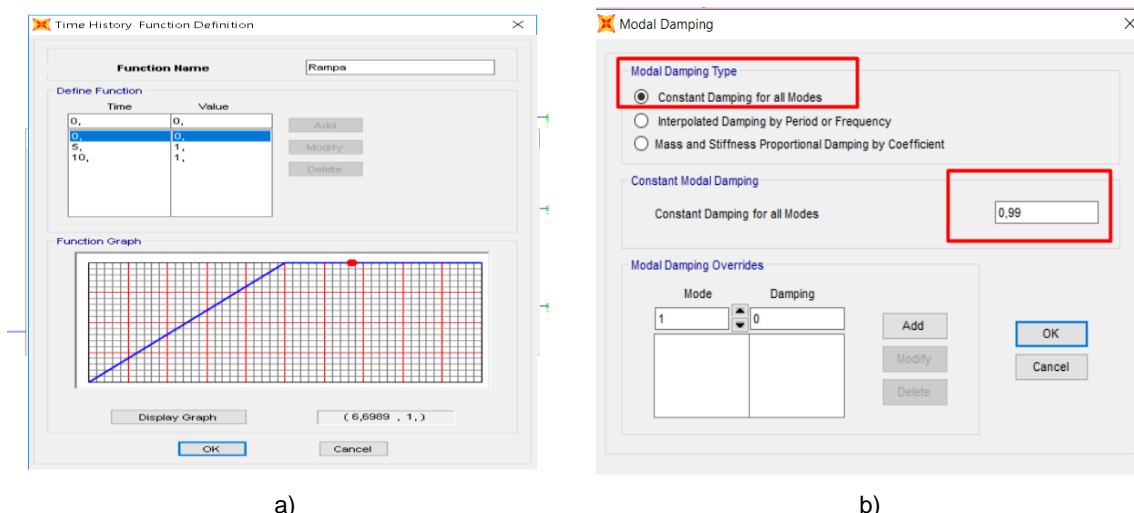


Figura D 8 Definições para o caso de análise “peso rampa Ritz”: a) definição da função rampa; b) definição do amortecimento.

Na Figura D 9 apresenta-se a definição do caso de análise de utilizando o FNA, neste exemplo o sismo analisado é para um nível de PGA de 0,1G, caso se opte como na presente dissertação em escalar o sismo no caso de análise deve-se utilizar o multiplicador de escala de 0,1. Deve-se igualmente ter em atenção desta análise ser precedente da análise “peso rampa Ritz”. Neste caso outou-se por um passo tempo de 5×10^{-3} com 8000 passo e com um sub-passo máximo de 1×10^{-5} como indicando na Figura D 9 b).

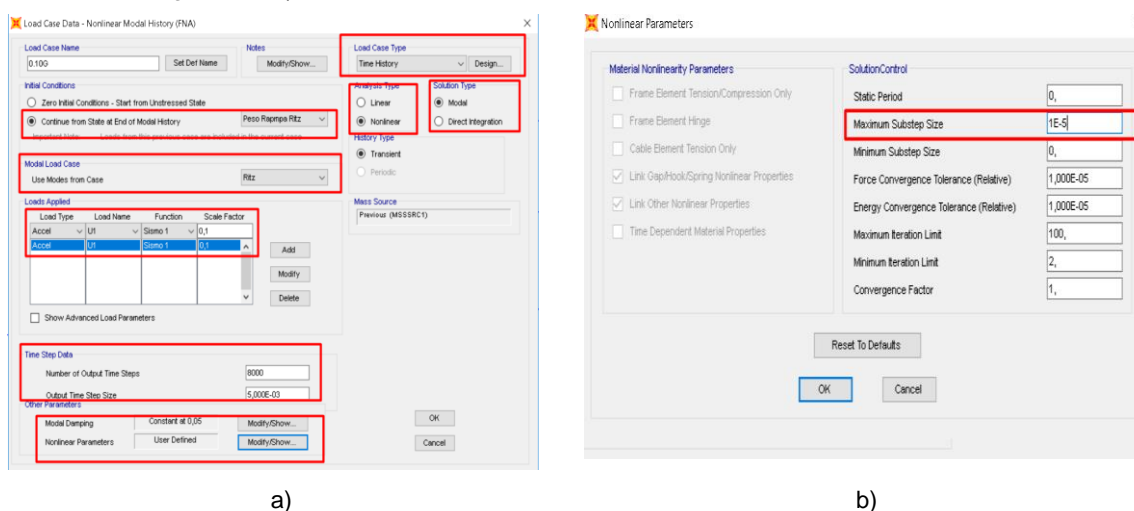


Figura D 9 Definição do caso do sismo de 0,1g utilizando o FNA: definição geral; definição do sub-passo máximo.

Na Figura D 10, apresenta-se como importar um ficheiro txt

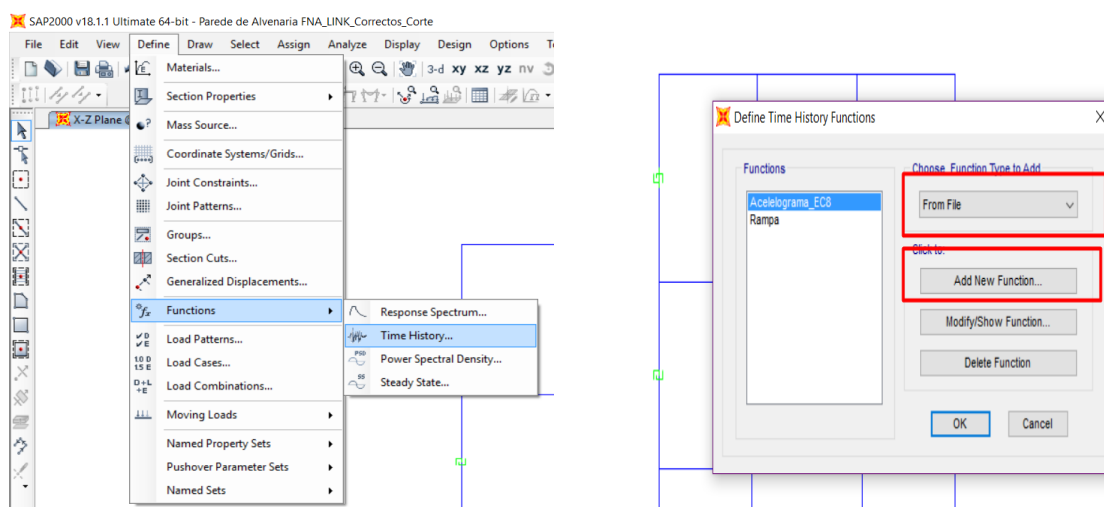


Figura D 10 Definição da importação do sísmico de um ficheiro txt.

Anexo D.3. Análise de resultados.

Apresenta-se de seguida como analisar os resultados obtidos. Na Figura D 11 na Figura D12 exemplifica-se como se pode construir diversos gráficos para os diferentes casos de análise.

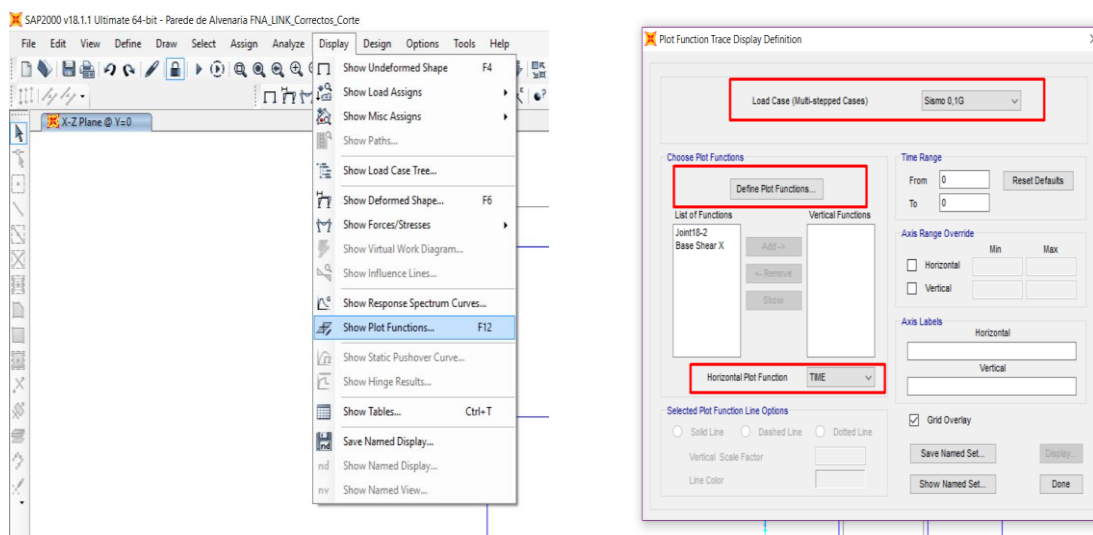
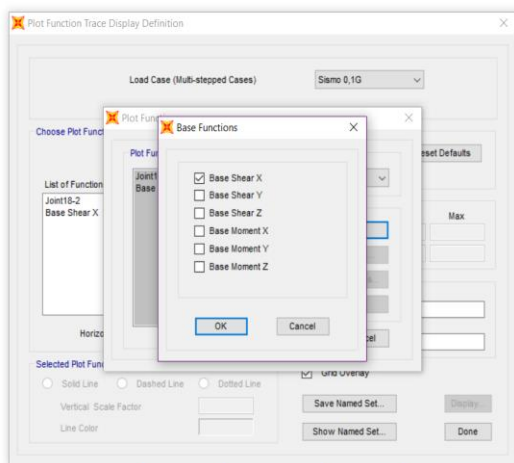
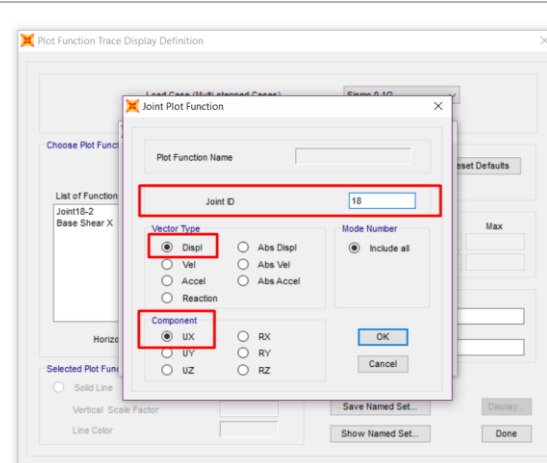


Figura D 11 Definição de gráficos para analisar os resultados obtidos.

Os gráficos podem ser construídos definindo as variáveis mais adequadas para o eixo das ordenadas e das abcissas para o utilizador. Na presente dissertação optou-se pelo deslocamento máximo no topo da estrutura em função da força de corte basal.



a)



b)

Figura D 12 Definição de gráficos para analisar os resultados obtidos